Adrian Popovici

BARAJE

pentru acumulări de apă

vol. II

EDITURA TEHNICA

CUPRINS

Volumul II

5. BARAJE DIN MATERIALE LOCALE **1**

5.1. Evoluţia barajelor din materiale locale. Tipuri 1
5.1.1. Aspecte istorice 1
5.1.2. Tipuri principale 7
5.1.3. Cele mai înalte baraje 9
5.2. Piatra şi pământul ca material de construcţie pentru baraje 19
5.2.1. Piatra exploatată din cariere 19
5.2.2. Materiale argiloase pentru etanşări 24
5.2.3. Materiale pentru filtre inverse 27
5.2.4. Balast pentru prisme de rezistenţă 30
5.2.5. Utilizarea materialelor rocoase de calitate slabă 33
5.3. Compactarea materialelor 35
5.3.1. Consideraţii generale 35
5.3.2. Compactarea materialelor necoezive 40
5.3.3. Compactarea materialelor argiloase 45
5.4. Probleme de calcul la barajele din materiale locale. Stabilitatea taluzelor 49
5.4.1. Obiectivele calculelor şi cauzele cedărilor 49
5.4.2. Metode bazate pe echilibrul limită 51
5.4.3. Metoda Jambu 55
5.4.4. Analiza stabilităţii prim metoda elementelor finite 61
5.5. Aplicarea metodei elementelor finite în calculul deformaţiilor şi eforturilor 63
5.5.1. Aspecte generale 63
5.5.2. Modelarea execuţiei barajului şi a primei umpleri a lacului 65
5.5.3. Infiltraţii permanente. Fracturarea hidraulică 74
5.5.4. Golirea rapidă a lacului 77
5.5.5. Modele specifice pentru pământ şi anrocamente 79
5.5.6. Comparaţii cu măsurători *in situ* 87
5.6. Analiza consolidării şi infiltraţiilor 92
5.6.1. Consideraţii introductive 92
5.6.2. Modelul de consolidare Terzaghi 94
5.6.3. Modelul de consolidare Biot 97

5.6.4. Exemplificări 99
5.6.5. Infiltraţii în regim permanent şi nepermanent 102
5.7. Baraje de piatră cu măşti din beton armat 106
5.7.1. Descriere constructivă generală 106
5.7.2. Alcătuirea măştilor din beton armat 117
5.7.3. Calculul măştilor din beton armat 125
5.7.4. Alcătuirea şi calculul plintei (vetrei) 131
5.7.5. Tehnologii de execuţie a măştilor din beton armat 135
5.7.6. Evaluarea infiltraţiilor prin măştile din beton armat 137
5.7.7. Incidente apărute în exploatarea unor baraje cu măşti din beton armat 147
5.8. Baraje de piatră cu măşti sau diafragme din beton bituminos 154
5.8.1. Descriere constructivă generală 154
5.8.2. Măşti din beton bituminos 160
5.8.3. Diafragme din beton bituminos 167
5.8.4. Compoziţia, proprietăţile şi comportarea betoanelor bituminoase 171
5.8.5. Calculul măştilor şi diafragmelor de beton bituminos 182
5.8.6. Incidente şi accidente în exploatare 187
5.9. Baraje de piatră cu etanşări pământoase 190
5.9.1. Descriere constructivă generală 190
5.9.2. Baraje în văi înguste 196
5.9.3. Filtre şi drenuri granulare 203
5.9.4. Aspecte specifice de calcul şi comportare în exploatare 212
5.9.5. Eroziunea internă şi externă 221
5.10. Baraje de pământ cu etanşări nepământoase 226
5.10.1. Baraje de pamânt cu măşti sau diafragme de beton armat 226
5.10.2. Baraje de pământ cu etanşări din beton bituminos 232
5.10.3. Alegerea soluţiei pentru etanşări de adâncime 234
5.11. Baraje de pământ cu etanşări pământoase 239
5.11.1. Descriere constructivă generală 239
5.11.2. Supraînălţarea barajelor de pământ 244
5.11.3. Evaluarea deplasărilor şi măsurători în exploatare 247
5.12. Alte tipuri de baraje din umpluturi 253
5.12.1. Baraje din zidărie de piatră 253
5.12.2. Baraje cu etanşări metalice, de lemn sau din geomembrane 254
5.12.3. Baraje omogene de pământ 260
5.12.4. Baraje executate prin hidromecanizare 263
5.12.5. Folosirea materialelor geosintetice şi a pământului armat 265
5.13. Structuri de beton asociate barajelor din umpluturi 269
5.13.1. Consideraţii generale 269
5.13.2 Soluţii constructive. Comportarea în exploatare 271
5.13.3. Modelarea conlucrării structură de beton-umplutură de pământ 276
5.14. Proiectarea şi supravegherea în exploatare asistată de calculator 281
5.14.1. Sistemul EDDIS de proiectare interactivă cu calculatorul 281
5.14.2. Programul MIDAS pentru supraveghere în exploatare 284
Bibliografie *287*

6. DESCĂRCĂTORI ŞI DISIPATORI HIDRAULICI **295**
6.1. Generalităţi 295

6.1.1. Funcţii şi tipuri de descărcători 295
6.1.2. Debite şi hidrografe de calcul 296
6.1.3. Atenuarea viiturii în lac 298
6.1.4. Alegerea tipului şi dimensiunilor descărcătorilor 303
6.1.5. Siguranţa în funcţionare a descărcătorilor echipaţi cu stavile 305
6.1.6. Stabilirea cotei coronamentului 308
6.2. Deversoare frontale 310
6.2.1. Elemente constructive generale 310
6.2.2. Forma profilului deversant 313
6.2.3. Calculul deversoarelor frontale 317
6.2.4. Calculul deversoarelor echipate cu stavile 322
6.2.5. Aplicarea metodei elementelor finite în calculul hidraulic al deversoarelor frontale 324
6.3. Descărcători sifon 327
6.3.1. Elemente constructive 327
6.3.2. Calculul hidraulic 329
6.4. Descărcători canal 331
6.4.1. Dispoziţie generală 331
6.4.2. Sistemul cu acces frontal 335
6.4.3. Sistemul cu acces lateral 337
6.4.4. Zona canalului rapid 340
6.4.5. Calculul hidraulic al canalului rapid 343
6.4.6. Zona de debuşare 346
6.5. Descărcători pâlnie 346
6.5.1. Aspecte generale. Exemplificări 346
6.5.2. Elemente constructive şi funcţionale 349
6.5.3. Calculul hidraulic 353
6.5.4. Analize structurale la descărcători pâlnie 359
6.6. Evacuatori de fund şi intermediari 361
6.6.1. Funcţii şi tipuri 361
6.6.2. Conducte de golire 362
6.6.3. Proiectarea structurală a conductelor de golire 368
6.6.4. Galerii de golire 370
6.6.5. Evacuatori de tip orificiu 373
6.6.6. Calculul hidraulic al evacuatorilor de adâncime 375
6.7. Combaterea fenomenelor de cavitaţie la descărcători 380
6.7.1. Aspecte generale 380
6.7.2. Tehnologii noi pentru betoane cu suprafeţe netede 382
6.7.3. Aerarea lamei de apă la viteze mari 382
6.7.4. Turnuri anti-vortex 386
6.8. Consideraţii generale privind disiparea energiei 388
6.8.1. Elemente introductive 388
6.8.2. Sisteme de disipare. 389

6.9. Sisteme cu bazine disipatoare de energie 391
6.9.1. Corelarea soluţiilor de disipare cu numărul Froude 391
6.9.2. Proiectarea lucrărilor de disipare a energiei 393

6.9.3. Calculul unui bazin disipator simplu şi a lucrărilor adiacente 396
6.9.4. Bazine disipatoare pentru căderi mari 400
6.10. Sisteme cu devierea jetului 404
6.10.1. Bazine curbe 404
6.10.2. Prag vertical la piciorul barajului 408
6.10.3. Trambuline 409
6.10.4. Bazine amortizoare pentru lame cu cădere liberă 411
6.11. Evoluţia concepţiilor în proiectarea lucrărilor de descărcare – disipare 414
6.11.1. Tendinţe actuale în proiectare 414
6.11.2. Goliri de adâncime cu secţiuni mari 416
6.11.3. Descărcători de siguranţă 417
6.11.4 Deversarea barajelor de piatră 419
Bibliografie *421*

7. COMPORTAREA LA CUTREMUR **424**
7.1. Consideraţii introductive 424
7.1.1. Introducere 424
7.1.2. Cutremure de calcul 426
7.1.3. Generarea accelerogramelor sintetice 432
7.1.4. Predicţia cutremurelor şi barajele 437
7.2. Formulări de bază şi proceduri de analiză 441
7.2.1. Ecuaţiile generale de comportare la acţiuni dinamice ale mediilor poroase saturate 441
7.2.2. Discretizarea în elemente finite 447
7.2.3. Amortizarea internă 449
7.2.4. Definirea mecanismului de acţiune seismică 450
7.2.5. Principii de analiză a interacţiunii baraj-lac 457
7.2.6. Proceduri simplificate de analiză. 463
7.3. Comportarea la cutremur a barajelor de beton 465
7.3.1. Aspecte generale 465
7.3.2. Baraje de greutate 466
7.3.3. Baraje cu contraforţi 468
7.3.4. Baraje arcuite 470
7.4. Metode specifice de analiză seismică a barajelor de beton 474
7.4.1. Aspecte introductive şi reglementări 474
7.4.2. Modele constitutive pentru materiale 476
7.4.3. Calibrarea modelelor matematice 482
7.4.4. Interacţiunea baraj-lac 484
7.4.5. Alunecarea pe fundaţie a barajelor de greutate produsă de acţiunea seismică 491
7.4.6. Răspunsul seismic al barajelor de greutate şi cu contraforţi 496
7.4.7. Răspunsul sesimic al barajelor arcuite 500
7.4.8. Stabilitatea seismică a versanţilor barajelor de beton 507
7.5. Măsuri constructive antiseismice la baraje de beton 510
7.5.1. Măsuri constructive generale 510
7.5.2. Măsuri constructive specifice pe tipuri de baraje 512
7.6. Comportarea la cutremur a barajelor din umpluturi 514
7.6.1. Baraje de piatră 514

7.6.2. Baraje de pământ 520
7.6.3. Consideraţii globale 526
7.7. Metode specifice de analiză seismică a barajelor din umpluturi 527
7.7.1. Introducere şi metoda forţelor pseudostatice 527
7.7.2. Analiza răspunsului seismic la DBE 532
7.7.3. Modele constitutive de materiale 535
7.7.4. Interacţiunea seismică baraj-fundaţie 542
7.7.5. Deplasări seismice remanante 547
7.7.6. Analiza răspunsului seismic la MCE 552
7.8. Lichefierea şi mobilitatea ciclică. 557
7.8.1. Noţiunile de lichefiere şi mobilitate ciclică 557
7.8.2. Factorii care influenţează rezistenţa la lichefiere 559
7.8.3. Metode de calcul la lichefiere 563
7.8.4. Analize de predicţie şi postanalize de lichefiere 566
7.9. Măsuri constructive antiseismice la baraje din umpluturi 572
7.9.1. Măsuri constructive generale 572
7.9.2. Straturi şi bretele seismoabsorbante 574
7.9.3. Măsuri constructive pentru reducerea riscului de lichefiere 583
Bibliografie *584*

8. SIGURANŢA ŞI IMPACTUL CU MEDIUL ÎNCONJURĂTOR **591**
8.1. Statistici asupra incidentelor şi cedărilor de baraje 591
8.1.1. Aspecte introductive 591
8.1.2. Incidente şi cedări în timpul construcţiei sau primei umpleri 594
8.1.3. Incidente şi cedări în timpul exploatării 595
8.1.4. Mecanisme de cedare 597
8.2. Descrieri ale unor cedări reprezentative 599
8.2.1. Barajul Baldwin Hills 599
8.2.2. Barajul Teton 603
8.2.3. Barajul Malpasset 606
8.2.4. Barajul Vajont 611
8.3. Aspecte privind supravegherea în exploatare a barajelor 614
8.3.1. Generalităţi 614
8.3.2. Monitorizarea barajelor de beton 617
8.3.3. Monitorizarea barajelor din umpluturi 619
8.3.4. Modele deterministe şi statistice pentru interpretarea datelor 622
8.4. Evaluarea siguranţei barajelor 628
8.4.1. Noţiuni de bază 628
8.4.2. Consideraţii privind evaluarea siguranţei barajelor 630
8.4.3. Încadrarea barajelor în categorii de importanţă în funcţie de indicele de risc 633

8.5. Barajele şi mediul înconjurător 637
8.5.1. Introducere 637
8.5.2. Efecte economice şi sociale 639
8.5.3. Efecte geofizice 640

8.5.4. Efecte asupra calităţii apei şi climatului 643
8.5.5. Efecte asupra florei şi faunei 645
8.5.6. Exemplificare cu impactul acumulării Siriu asupra mediului 646
8.6. Barajele în secolul al XXI-lea 649
8.6.1. Consideraţii generale 649
8.6.2. Evoluţia construcţiei de baraje şi progrese recente 651
8.6.3. Evoluţia amenajărilor hidroenergetice 653
8.6.4. Implementarea de noi proiecte de baraje 657
8.6.5. Perspectivele construcţiilor hidrotehnice în România 658
8.6.6. Încheiere 660
Bibliografie *660*

CONTENTS

Second Volume

5. EMBANKMENT DAMS **1**
5.1. The evolution of embankment dams. Types 1
5.1.1. Historical aspects 1
5.1.2. Main types 7
5.1.3. The highest dams 9
5.2. Rockfill and earthfill as construction material for dams 19
5.2.1. Rockfill extracted from quarry 19
5.2.2. Clayey materials for watertightness 24
5.2.3. Materials for inverse filters 27
5.2.4. Earthfill for resistant shells 30
5.2.5. Use of rockfill material of soft quality 33
5.3. Material compaction 35
5.3.1. General comments 35
5.3.2. Granular materials compaction 40
5.3.3. Clayey materials compaction 45
5.4. Calculation matters at embankment dams. Slope stability 49
5.4.1. Calculation objectives and collapse reasons 49
5.4.2. Methods based on limit equilibrium 51
5.4.3. Jambu method 55
5.4.4. Stability analysis by finite element method 61
5.5. Finite element method use for strain and stress computation 63
5.5.1. General aspects 63
5.5.2. Simulating of dam construction and reservoir first filling 65
5.5.3. Permanent seepage. Hydraulic fracturing 74
5.5.4. Reservoir rapid emptying 77
5.5.5. Specific models for earth and rockfill 79
5.5.6. Comparison with *in site* measurements 87
5.6. Consolidation and seepage analysis 92
5.6.1. Introductory remarks 92
5.6.2. Terzaghi consolidation model 94
5.6.3. Biot consolidation model 97
5.6.4. Exemplifications 99
5.6.5. Permanent and transitory seepage 102

5.7. Rockfill dams with reinforced concrete face 106
5.7.1. General constructive description 106
5.7.2. Structure of the reinforced concrete face. 117
5.7.3. Calculation of the reinforced concrete face 125
5.7.4. Plinth structure and calculation 131
5.7.5. Reinforced concrete face technology 135
5.7.6. Leakage evaluation through reinforced concrete face 137
5.7.7. Some incidents during operation of dams with reinforced concrete face 147
5.8. Rockfill dams with upstream or central asphaltic membrane 154
5.8.1. General constructive description 154
5.8.2. Upstream asphaltic membrane 160
5.8.3. Central asphaltic membrane 167
5.8.4. Asphalt composition, properties and behaviour 171
5.8.5. Upstream and central asphaltic membrane calculation 182
5.8.6. Incidents and accidents during operation 187
5.9. Rockfill dams with earthfill sealing 190
5.9.1. General constructive description 190
5.9.2. Dams in narrow gorges 196
5.9.3. Granular filters and drains 203
5.9.4. Specific aspects of calculation and behaviour in operation 212
5.9.5. Internal and external erosion. 221
5.10. Earth dams with manmade sealing 226
5.10.1. Earth dams with upstream or central reinforced concrete membrane 226
5.10.2. Earth dams with asphaltic sealing 232
5.10.3. Selection of solution for foundation sealing 234
5.11. Earth dams with earthfill sealing 239
5.11.1. General constructive description 239
5.11.2. Earth dams overaising 244
5.11.3. Displacements evaluation and measurements in operation 247
5.12. Other types of embankment dams 253
5.12.1. Masonry dams 253
5.12.2. Dams with metallic, timber or geomembrane sealing 254
5.12.3. Homogeneous earth dams 260
5.12.4. Hydraulic fill dams 263
5.12.5. Use of geosynthetic materials and reinforced earth 265
5.13. Concrete structures appurtenant to embankment dams 269
5.13.1. General remarks 269
5.13.2 Constructive solutions. Behaviour in operation 271
5.13.3. Concrete structure-earthfill interaction modeling 276
5.14. Computer aided design and monitoring 281
5.14.1. EDDIS system for computer aided design 281
5.14.2. MIDAS computer code for dam monitoring 284
References *287*

6. SPILLWAYS AND ENERGY DISSIPATORS **295**

6.1. Generalities 295
6.1.1. Spillway functions and types 295
6.1.2. Design floods and hydrographs 296
6.1.3. Reservoir surcharge storage to spillway capacity 298
6.1.4. Spillways type and size selection 303
6.1.5. Reliability of spillways equipped with gates 305
6.1.6. Crest level calculation 308
6.2. Overfall spillways 310
6.2.1. General constructive elements 310
6.2.2. Discharge profile shape 313
6.2.3. Free fall spillways calculation 317
6.2.4. Spillways equipped with gates calculation 322
6.2.5. Use of finite element method in overfall spillways hydraulic computation 324
6.3. Siphon spillways 327
6.3.1. Constructive elements 327
6.3.2. Hydraulic calculation 329
6.4. Chute and side channel spillways 331
6.4.1. General arrangement 331
6.4.2. Chute spillway system 335
6.4.3. Side channel spillway system 337
6.4.4. Rapid channel zone 340
6.4.5. Hydraulic calculation of the rapid channel 343
6.4.6. Terminal structures zone 346
6.5. Morning glory spillways 346
6.5.1. General aspects. Exemplifications 346
6.5.2. Constructive and functional elements 349
6.5.3. Hydraulic calculation 353
6.5.4. Structural analysis of the morning glory spillways 359
6.6. Bottom and intermediate outlets 361
6.6.1. Functions and types 361
6.6.2. Outlet conduits 362
6.6.3. Outlet conduits structural design 368
6.6.4. Outlet galleries 370
6.6.5. Orifice type outlets 373
6.6.6. Hydraulic calculation of the bottom outlets 375
6.7. Control of the cavitation phenomenon in spillways 380
6.7.1. General aspects 380
6.7.2. New technology for concrete with smooth surface 382
6.7.3. Water current aeration to high velocity 382
6.7.4. Anti-vortex towers 386
6.8. General considerations on energy dissipation 388
6.8.1. Introductive elements 388
6.8.2. Dissipation systems 389
6.9. Stilling basin systems 391
6.9.1. Correlation between dissipation solution and Froude number 391
6.9.2. Design of the energy dissipation works 393
6.9.3. Calculation of a stilling basin and its adjacent works 396
6.9.4. Stilling basins for high head 400

6.10. Ski-jump spillway systems 404
6.10.1. Curved basins 404
6.10.2. Flip bucket at the dam downstream toe 408
6.10.3. Free-jump spillways 409
6.10.4. Plunge pool for free-falling jet 411
6.11. Outlook in discharge-dissipation works design 414
6.11.1. Present tendency in design 414
6.11.2. Bottom outlets with large sections 416
6.11.3. Fuse-plug spillways 417
6.11.4 Overfall of the rockfill dams 419
References *421*

7. SEISMIC BEHAVIOUR **424**
7.1. Introductive remarks 424
7.1.1. Introduction 424
7.1.2. Design earthquakes 426
7.1.3. Artificial accelerograms generation 432
7.1.4. Earthquake prediction and dams 437
7.2. Basic formulation and analysis procedures 441
7.2.1. General equations of behaviour of saturated porous media under dynamic actions 441
7.2.2. Discretization in finite elements 447
7.2.3. Internal damping 449
7.2.4. Definition of the seismic input mechanism 450
7.2.5. Principles on dam-reservoir interaction analysis 457
7.2.6. Simplified procedures of analysis 463
7.3. Concrete dams seismic behaviour 465
7.3.1. General aspects 465
7.3.2. Gravity dams 466
7.3.3. Buttress dams 468
7.3.4. Arch dams 470
7.4. Specific methods for concrete dams seismic analysis 474
7.4.1. Introductive aspects and regulations 474
7.4.2. Constitutive models for materials 476
7.4.3. Mathematical model calibration 482
7.4.4. Dam-reservoir interaction 484
7.4.5. Gravity dams sliding on foundation because of seismic action 491
7.4.6. Earthquake response of the gravity and buttress dams 496
7.4.7. Earthquake response of the arch dams 500
7.4.8. Earthquake stability of the concrete dam banks 507
7.5. Concrete dams earthquake-proof provisions 510
7.5.1. General proof provisions 510
7.5.2. Specific proof provisions function of the dam type 512

7.6. Embankment dams seismic behaviour 514
7.6.1. Rockfill dams 514
7.6.2. Earthfill dams 520

7.6.3. Global considerations 526
7.7. Specific methods for embankment dams seismic analysis 527
7.7.1. Introduction and pseudo-static force analysis 527
7.7.2. Seismic response analysis at DBE 532
7.7.3. Constructive models for materials 535
7.7.4. Dam-foundation seismic interaction 542
7.7.5. Permanent seismic displacements 547
7.7.6. Seismic response analysis at MCE 552
7.8. Liquefaction and cyclic mobility 557
7.8.1. Notions concerning liquefaction and cyclic mobility 557
7.8.2. The factors influencing the liquefaction strength 559
7.8.3. Computation methods at liquefaction 563
7.8.4. Prediction and liquefaction back-analysis 566
7.9. Embankment dams earthquake-proof provisions 572
7.9.1. General proof provisions 572
7.9.2. Seismoabsorbent layers and braces 574
7.9.3. Proof provisions in order to reduce the liquefaction risk 583
References *584*

8. SAFETY AND ENVIRONMENT IMPACT **591**
8.1. Statistics on dams incidents and failures 591
8.1.1. Introductive aspects 591
8.1.2. Incidents and failures during construction or first filling 594
8.1.3. Incidents and failures during operation 595
8.1.4. Failure mechanisms 597
8.2. Description of some representative failures 599
8.2.1. Baldwin Hills dam 599
8.2.2. Teton dam 603
8.2.3. Malpasset dam 606
8.2.4. Vajont dam 611
8.3. Aspects concerning dams operation surveying 614
8.3.1. Generalities 614
8.3.2. Concrete dams monitoring 617
8.3.3. Embankment dams monitoring 619
8.3.4. Deterministic and statistical models for data processing 622
8.4. Dams safety evaluation 628
8.4.1. Basic notions 628
8.4.2. Considerations on dams safety evaluation 630
8.4.3. Dams classification in categories of importance function of risk index 633
8.5. Dams and environment 637
8.5.1. Introduction 637
8.5.2. Social and economical effects 639
8.5.3. Geophysical effects 640
8.5.4. Effects on water quality and climate 643
8.5.5. Effects on flora and fauna 645
8.5.6. Exemplification on Siriu reservoir influence on environment 646

8.6. Dams in the XXI-st century 649
8.6.1. General considerations 649
8.6.2. Dams construction development and recent progress 651
8.6.3. Hydroelectric powerplants developments 653
8.6.4. Implementation of new dam projects 657
8.6.5. Hydraulic constructions perspective in Romania 658
8.6.6. Closure 660
References *660*

PREFAŢĂ

Volumul I al acestei lucrări, apărut în 1992, a fost bine apreciat de specialiştii din domeniu atât din ţară, cât şi din străinătate. Lucrarea a fost distinsă cu premiul „Anghel Saligny" pe anul 1992 al Academiei Române. În continuare se redau unele aprecieri asupra lucrării făcute de specialişti de prestigiu din domeniul barajelor şi al construcţiilor hidrotehnice în general.

„Lucrarea se înscrie ca o carte de referinţă pentru domeniul construcţiilor din România. Ea este prima lucrare de bază în domeniul barajelor care apare în literatura tehnică din România într-un interval de 18 ani după publicarea în 1974 a tratatului de Construcţii hidrotehnice, *elaborat de Radu Prişcu"* (*prof. dr. ing. Alexandru Diacon, Universitatea Politehnica Bucureşti, extras din Referatul către Academia Română în vederea acordării unuia dintre premiile anuale*).

„Your book on Dams is comprehensive and fills a need by bridging the gap between more traditional dam structural analysis methodology and advanced numerical analysis based on the finite element method" (*prof. René Tinawi, Ph. D., P. Eng. and prof. Pierre Léger, Ph. D., P. Eng., École Polytechnique Montreal, extras dintr-o scrisoare către autor*).

Volumul al II-lea apare la un interval de 10 ani de la publicarea celui dintâi. În condiţiile revenirii României în această perioadă la un sistem economic de tip capitalist, cadrul de dezvoltare a domeniului construcţiilor hidrotehnice s-a modificat în mod semnificativ în acest interval de timp.

În promovarea unor noi lucrări, dar mai ales în regândirea celor aflate în diverse stadii de realizare, analiza cererii şi profitabilităţii, rezolvarea problemelor de protecţie a mediului ambiant şi a celor sociale vor avea o importanţă esenţială. Constrângerile financiare vor constitui însă principalul obstacol. În noile condiţii, construcţiile hidrotehnice cu folosinţe multiple vor fi în majoritatea cazurilor cele mai profitabile.

Ţara noastră are mare nevoie să continue în ritm susţinut amenajarea resurselor de apă. România importă peste 40% din energia primară, în condiţiile în care numai 42% din potenţialul hidroenergetic tehnic amenajabil al ţării este în exploatare. Pe râurile neamenajate viiturile continuă să provoace victime omeneşti şi mari pagube materiale. Seceta din primul semestru al anului 2002, care a redus la jumătate producţia obişnuită de grâu, a readus în atenţie necesitatea refacerii sistemelor de irigaţii.

Volumul al II-lea al lucrării completează prezentarea problemelor specifice din toate etapele caracteristice realizării sau exploatării barajelor pentru acumulări de apă: studii, proiectare, execuţie, supraveghere şi întreţinere. Astfel, cele patru capitole din volumul I au cuprins: Cercetări geologico-inginereşti, Terenul de fundare, Aplicarea metodei elementelor finite şi Baraje de beton. Volumul al II-lea cuprinde, de asemenea,

patru capitole: Baraje din materiale locale, Descărcători şi disipatori hidraulici, Comportarea la cutremur, Siguranţa şi impactul cu mediul înconjurător.

Materialul bibliografic sistematizat în cadrul volumului de faţă s-a axat, pe lângă manualele clasice din domeniu, pe cele mai valoroase comunicări de la ultimele Congrese Internaţionale ale Marilor Baraje (Congrese ICOLD: Viena – 1991, Durban – 1994, Florenţa – 1997, Beijing - 2000), Buletinele ICOLD, colecţiile revistelor Hydropower *and* Dams (*Anglia*), Water Power *&* Dam Construction (*Anglia*), Dam Engineering (*Anglia*), *HRW* – Hydro Review Worldwide (*SUA*), Travaux (*Franţa*), Hidrotehnica (*România*), *Buletinul Ştiinţific UTCB* (*România*) *şi altele. De asemenea, lucrările autorului din domeniul concepţiei, calculului şi monitorizării barajelor au beneficiat de o atenţie corespunzătoare.*

Participarea începând din anul 1993 în calitate de membru în Comitetul Ad-Hoc ICOLD pentru Calculul şi Proiectarea Barajelor a permis autorului să fie în contact direct cu noutăţile şi tendinţele în domeniu pe plan internaţional. Seminariile privind Analiza Numerică a Barajelor, organizate de acest comitet tehnic ICOLD începând din anul 1991 (*Bergamo – 1991, 1992, Paris – 1994, Madrid – 1997, Denver – 1999, Salzburg – 2001, Bucureşti – 2003*)*, reprezintă tot atâtea momente de referinţă în evoluţia acestor metode pe plan internaţional.*

Sper ca volumul al II-lea să fie de aceeaşi utilitate, ca şi primul, celor care lucrează în domeniile cercetării, proiectării, execuţiei, exploatării sau întreţinerii barajelor pentru acumulări de apă. Sugestiile lor vor fi binevenite pentru o eventuală îmbunătăţire a conţinutului materialului prezentat. Lucrarea va fi, de asemenea, utilă studenţilor din anii terminali ai facultăţilor de Hidrotehnică sau celor care urmează studii postuniversitare sau de perfecţionare în domeniul barajelor, pentru lărgirea cunoştinţelor de bază obţinute din audierea cursurilor de Construcţii hidrotehnice.

Încheind aceste rânduri, adresez cuvenitele ***mulţumiri*** *persoanelor care, în diverse etape, au contribuit la realizarea acestei lucrări: doamnei Maria Porcescu, pentru desenarea cu acurateţe a părţii grafice, în parte pe calculator, doamnei Constanţa Simion, pentru introducerea pe calculator a textului manuscrisului, doamnei Marina Neagu, pentru prima redactare a lucrării. De asemenea, exprim pe această cale mulţumiri prestigioasei Edituri* TEHNICE*, întregului său colectiv, pentru amabilitate şi profesionalism în editarea lucrării.*

În aceste momente gândurile mele se îndreaptă cu recunoştinţă către Magistrul, Prof. dr. doc. ing. Radu Prişcu, trecut de mult timp în nefiinţă, la şcoala căruia m-am format, mai întâi ca student şi apoi ca asistent şi colaborator apropiat al său. Gândurile mele se îndreaptă, de asemenea, cu afecţiune către colaboratorii mei apropiaţi, foşti sau actuali asistenţi, conf. dr. ing. Radu Sărghiuţă, conf. dr. ing. Altan Abdulamit, asist. drd .ing. Cornel Ilinca, cărora le revine misiunea de a prelua şi de a perfecţiona în continuare acest frumos domeniu al barajelor pentru acumulări de apă.

Prof. dr. ing. Adrian Popovici
Şeful Catedrei de Construcţii Hidrotehnice
Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti

Bucureşti, iulie 2002

FOREWORD

The first volume of this book, published in 1992, has been well appreciated by professionals from this field in Romania and elsewhere. The volume was awarded with "Anghel Saligny" 1992 annual prize of the Romanian Academy. Some remarks about book presented by prestigious professionals in the dam field and generally, in the hydraulic constructions one, are quoted in the following:

"The work is a reference book for the construction field in Romania. It is the first basic book in the dam field published in the technical literature in Romania during 18 years time period, after publication in 1974 of the Hydraulic Construction treatise written by Radu Priscu" (*prof.dr.eng. Alexandru Diacon, Universitatea Politehnica Bucuresti, quotation from Recommendation to Romanian Academy with a view to award of an annual prize*).

"Your book on dams is comprehensive and fills a need by bridging the gap between more traditional dam structural analysis methodology and advanced numerical analysis based on the finite element method"(*prof. René Tinawi, Ph.D., P. Eng. and prof. Pierre Léger, Ph.D., P. Eng., École Polytechnique Montreal, quoted from a letter to author*).

The second volume comes out at ten years time interval from the first one. The development framework of the hydraulic constructions field was significantly changed in this period time due to Romania return to a capitalist type economical system.

The market and profit analyses, the concern to protect the environment and to reduce the possible negative social impact will become very important criteria in the promotion of the new developments, but especially in the reanalysis of the work in different stages of design or construction. But the financial restrictions will constitute the main obstacle. The hydraulic constructions meeting multiple functions concerning water resources management will be probably the most profitable in the new conditions.

For our country is essential to continue in a high rate the water resources development. Romania imports over 40% of its primary energy, in the conditions when only 42% of the technical usable hydroelectric potential of the country is in operation. The floods on the rivers free of protection works continue to provoke human victims and big material damage. The drought from the first semester of the 2002 year, which had reduced at about half the normal production of grain, has reminded again the need to rebuild the country irrigation system.

The second volume of this book completes the presentation of the specific tasks from all characteristics stages concerning construction or operation of dams for water storage: planning, design, execution, surveying and maintenance. In this way, the first volume contained four chapters, as follows: Geological Engineering Investigations, Dam

Foundation, Finite Element Method, and Concrete Dams. The second volume contains also four chapters, respectively: Embankment Dams, Spillways and Energy Dissipators, Earthquake Behavior, Safety and Environment Impact.

The bibliographic materials synthesized in the present volume were focused, besides the classical treatises in this field, on the most valuable papers from the last International Congresses on Large Dams Proceedings (Vienna–1991, Durban–1994, Florence–1997, Beijing–2000), ICOLD Bulletins, magazine collections Hydropower and Dams (UK), Water Power & Dam Construction (UK), Dam Engineering (UK), HRW – Hydro Review Worldwide (USA), Travaux (France), Hidrotehnica (Romania), Buletinul Stiintific UTCB (Romania) and s.o. The author original papers concerning dam conception, calculation or monitoring have benefited also of special attention.

The author participation starting since 1993 year as a member of the ICOLD Ad-Hoc Committee on Computational Aspects of Analysis and Design of Dams, offered the chance to be permanent informed with the international news and tendencies in this field. The Benchmark-Workshops on Numerical Analysis of Dams, organized by this ICOLD technical committee starting since 1991 year (Bergamo–1991,1992, Paris–1994, Madrid–1997, Denver–1999, Salzburg–2001, Bucharest–2003) represent each of them reference landmark concerning the evolution of these methods all over the world.

I hope, the second volume will be of the same usefulness as the first one for the people working in research, design, construction, operation or maintenance of dams for water storage. Their suggestions for a possible improvement of the book content will be well appreciated. The book will be also useful for final year undergraduate and postgraduate students from Hydrotechnics faculties and for hydraulic engineers attending at dam training courses, in order to improve their basic knowledge learned from Hydraulic Constructions courses.

Concluding this preface, I would like to thanks to all persons that in different stages, had worked at this book achievement: Mrs. Maria Porcescu for drawing with accuracy of the graphic part, partially on computer, Mrs. Constanta Simion for writing on computer of the book text, Mrs. Marina Neagu for working first layout. Many thanks also to Prestigious Editura TEHNICA*, for her kindness and professionalism in the book publication.*

For the time being, my thoughts are with deep gratitude directed to Magister, Prof. Dr. Doc. Eng Radu Priscu, passed away for a long time, I being formed in his school, first as student and afterwards as teaching assistant and close collaborator of him. My thoughts are also directed with affection to my close collaborators, formerly or presently teaching assistants, assoc. prof. dr. eng. Radu Sarghiuta, assoc. prof. dr. eng. Altan Abdulamit, assist. prof. eng. Cornel Ilinca, that have the mission to take over and to improve in future this beautiful field, which is dams for water storage.

Prof. dr. eng. Adrian Popovici
Head of Hydraulic Structures Department
Technical University of Civil Engineering of Bucharest

Bucharest, July 2002

5. BARAJE DIN MATERIALE LOCALE

5.1. Evoluţia barajelor din materiale locale. Tipuri

5.1.1. Aspecte istorice

Barajele din materiale locale sunt alcătuite din materiale naturale existente în zonă: piatră (anrocamente de carieră, bolovani) sau materiale pământoase (balast, nisip, materiale argiloase). Ele reprezintă cea mai veche categorie de baraje construite de om (dacă se acceptă că şi castorii construiesc lucrări de barare), primele baraje din materiale de umplutură fiind realizate în urmă cu circa 5000 de ani [1].

Cele mai vechi baraje despre care dispunem de informaţii au fost cel puţin în parte din umpluturi şi sunt localizate în Orientul Mijlociu. Astfel există unele date despre trei baraje pentru irigaţii construite lângă Mokhrablur în Armenia în jur de 3000 î.Hr. Ele par să fi fost umpluturi omogene de 2 ... 3 m înălţime şi 160 ... 320 m lungime. Mult mai multe date există în legătură cu bazinele pentru alimentarea cu apă a oraşului din deşert Jawa situat la 100 km NE de Amman (Iordania). Barajul este constituit din doi pereţi de zidările de piatră care limitează nucleul de argilă. Prismul aval din umplutură de pământ asigură construcţiei o rezistenţă satisfăcătoare. În faţa peretelui amonte a existat o scurtă banchetă pentru a lungi drumul apelor de infiltraţie. Mai târziu barajul a fost supraînălţat, peretele de reţinere fiind mutat spre amonte şi protejat la limita lui dinspre aval cu o zonă drenantă (fig. 5.1).

Barajul Sadd-el-Kafara situat pe un torent de circa 30 km sud de Cairo poate fi considerat ca prima tentativă în istoria structurilor hidraulice pentru realizarea unor mari acumulări de apă. Lucrarea este datată în jur de 2600 ... 2700 î.Hr. şi ar fi avut scopul să protejeze oazele din aval şi din valea Nilului de viiturile frecvente şi bruşte cauzate de ploile prelungite. O secţiune transversală

prin barajul înalt de 14 m se prezintă în figura 5.2 şi judecată după standardele actuale de siguranţă ar fi corespuns în mod acoperitor. Însă, o viitură produsă în timpul execuţiei barajului a produs spălarea unei părţi din umpluturi şi construcţia a fost abandonată [2].

În Grecia antică un baraj important a fost construit la Kofini în Peloponez la circa 1300 î.Hr. cu scopul protecţiei contra viiturilor a oraşului Mycena. Barajul având 10 m înălţime şi 60 ... 100 m lăţime la bază este încă intact, structura lui internă nefiind cunoscută dar se crede că este alcătuită din material omogen.

Alte date despre baraje construite cu 2000 ... 3000 ani în urmă există în Yemen (faimosul baraj pentru sistemul de irigaţii Marib), Ceylon, Republica Populară Chineză, Mexico [1], [3], [4].

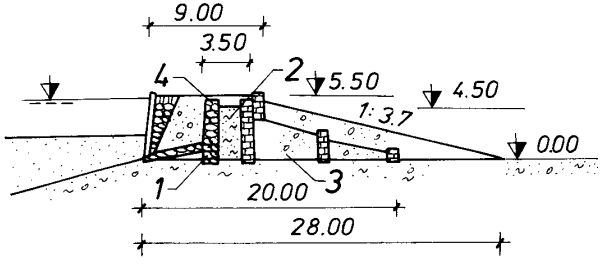


Fig. 5.1. Secţiune transversală prin barajul bazinului principal pentru alimentarea cu apă a oraşului Jawa (Iordania): *1* - pereţi de zidărie de piatră; *2* - umplutură de argilă; *3* - umplutura de pământ, *4* – supraînălţare de 1,00 m.

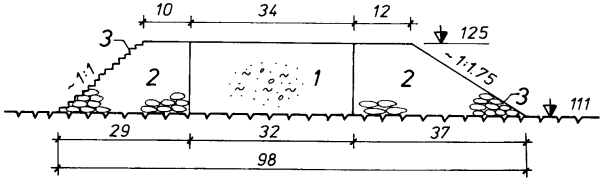


Fig. 5.2. Secţiune transversală prin barajul Sadd-el-Kafara (2600 î.Hr., Egipt): *1* - nucleu din balast şi material alterat, *2* - prisme din piatră, *3* - protecţie paramente din blocuri de piatră aşezate în trepte.

În Imperiul Roman se pare că au fost preferate barajele din zidărie de piatră, pe baza cărora s-au dezvoltat tipuri de baraje arcuite şi cu contraforţi. Chiar şi în puţinele baraje din umpluturi realizate în Imperiul Roman au fost introduse elemente din zidărie de piatră, de obicei sub forma unui perete amonte de reţinere a apei (fig. 5.3).

Căderea Imperiului Roman de apus a întrerupt construcţia de baraje în Europa pentru o perioadă de circa 1000 de ani. În Europa de sfârşit al Evului Mediu pe lângă unele baraje din zidărie de piatră construite pentru irigaţii în Spania, mai multe umpluturi primitive şi mici au fost construite în numeroase zone pentru iazuri de peşti sau mori de apă. Folosirea energiei apei s–a dezvoltat rapid în strânsă legătură cu prima revoluţie industrială din secolul al XII-lea.

Primele baraje cu acumulări pentru folosirea energiei hidraulice au apărut în zonele miniere vechi (munţii Harz - Germania, Banska Stiavnica-Slovacia) în legătură cu creşterea capacităţilor de pompare datorită adâncirii puţurilor miniere.

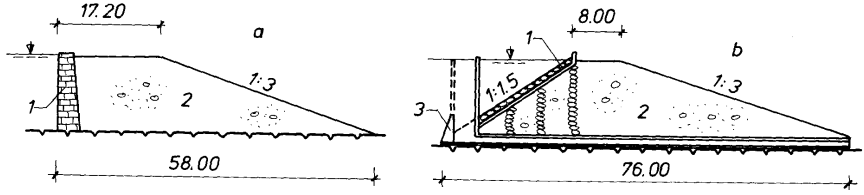


Fig. 5.3. Exemple de baraje de umpluturi realizate în Spania în timpul Imperiului Roman: *a* - Alcantarilla (150 î.Hr.); *b* - Cornalvo (115 î.Hr.); *1* - zidărie de piatră; *2* – umplutura; *3* - golire de fund.

Concepţia barajelor din zona Harz se poate vedea în figura 5.4. Elementul de etanşare din turbă a fost plasat iniţial la paramentul amonte (fig. 5.4,*a*), dar sistemul necesita importante lucrări de întreţinere şi reparaţii. În consecinţă elementul de etanşare s-a mutat în centrul profilului şi a fost încadrat în zone de tranziţie din argilă rezultată din roca alterată (fig. 5.4,*b*).

Cel mai înalt baraj din zona respectivă (fig. 5.4,*c*) nu se încadrează totuşi în tipurile menţionate mai înainte. El este alcătuit din prisme de zidărie de piatră uscată cu nucleu din pământ, putând fi considerat ca o extindere în timp a concepţiei construcţiilor de baraje din Imperiul Roman. Exemple ale extinderii în timp ale acestei ultime concepţii există şi pe teritoriul României, unele dintre aceste baraje fiind prezentate în capitolul 4 (vol. I, pag. 169).

În figura 5.5,*a* este ilustrată secţiunea transversală prin barajul Saint Ferreol (1666-1675) construit pentru alimentarea cu apă a canalului de navigaţie Midi (Franţa). Prin înălţimea sa de 36 m, acest baraj a deţinut recordul de înălţime în domeniul barajelor de pământ timp de 165 de ani. Prismul de umplutură amonte a fost probabil realizat cu intenţia de a îmbunătăţi stabilitatea peretelui central din zidărie de piatră cu un nucleu intermediar de argilă. Legarea nucleului de argilă cu o saltea de argilă din lac a fost cauza unor fenomene de instabilitate al peretelui central al barajului în timpul unei goliri rapide a lacului.

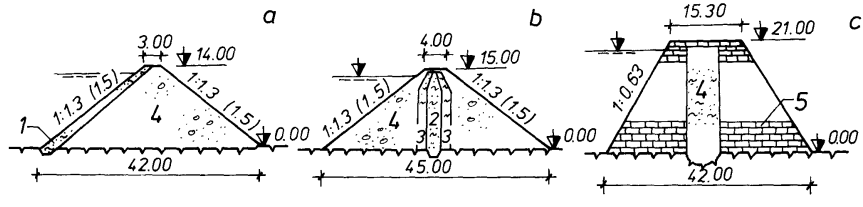


Fig. 5.4. Profile tip de baraje realizate în regiunea minieră Harz (Germania): *a* - vechiul Harz (<1715); *b* - noul Harz (>1715), *c* - Oder (1722); *1* - ecran din turbă, *2* - nucleu din turbă, *3* - argilă obţinută din roca alterată, *4* - umplutură, *5* - zidărie de piatră uscată.

Deşi prin studiile unor oameni de ştiinţă francezi ca Jean-Rodolphe Perronet, Charles Coulomb, Jacques-Frederic Français, s-au lărgit considerabil cunoştinţele asupra stabilităţii taluzelor şi a pereţilor de reţinere, dezvoltarea explozivă a ştiinţei staticii construcţiilor au influenţat probabil preferinţele inginerilor francezi din secolul al XIX-lea pentru barajele din zidărie de piatră.

În Anglia însă preferinţele au avut o direcţie opusă. Cerinţele de apă pentru populaţia urbană, canalele de navigaţie, revoluţia industrială din secolele XVIII - XIX au necesitat realizarea a numeroase acumulări prin baraje de pământ. Soluţia obişnuită a constat dintr-un nucleu subţire din argilă amestecată cu pietriş şi apă, compactată în straturi subţiri şi prisme de umpluturi cu pante 1:2,0 (1:3,0) (fig. 5.5,*b*). În acestă categorie se înscrie barajul Entwistle (H = 38 m, 1840) care timp de 50 de ani a fost cel mai înalt baraj de umpluturi din lume.

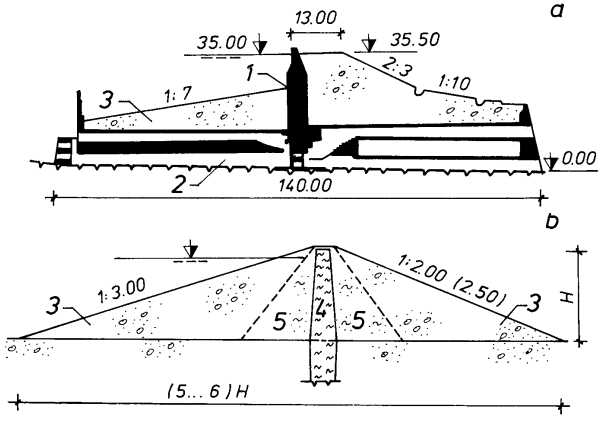


Fig. 5.5. Secţiuni tipice de baraje de pământ în concepţiile franceze şi engleze: *a* - barajul Saint Ferréol (1666-1675, Franţa); *b* – baraje britanice tipice din perioada 1800...1930; *1* - zidărie de piatră, *2* - golire de fund; *3* – umplutură, *4* - nucleu din argilă amestecată cu pietriş şi apă, *5* - zone de tranziţie.

Barajele de pământ construite în Anglia în secolul al XIX-lea s-au dovedit foarte sigure, înregistrându-se doar două accidente grave. În contrast, în SUA din cele circa 70 baraje de umpluturi cu $H > 15$ m, construite până în 1900, circa 8% au cedat în primii 10 ani după intrarea în exploatare şi aproximativ încă 8% după depăşirea perioadei de 10 ani; circa jumătate din accidente au fost cauzate de dever–sări peste coronament în timpul viiturilor. Situaţia se explică prin lipsa unor înregis–trări hidrologice de durată pentru a se fi putut fundamenta în mod corect debitele de calcul pentru descărcători ca şi prin curajul considerabil de a se încerca idei noi.

Secţiunile tipice ale unor baraje de umpluturi construite în SUA în secolul XIX sunt ilustrate în figura 5.6. Barajul Temescal pentru alimentarea cu apă a oraşului Oakland (California) a fost proiectat de inginerul Anthony Chabot ca o umplutură omogenă. În stadiul final de construcţie, Chabot folosind experienţa sa în flotaţii miniere, a procedat la îndulcirea pantei paramentului aval al barajului prin metode de sedimentare hidraulică. Barajul South Fork (Pennsylvania) a avut prismul amonte din pământ compactat cu o zonă din tranziţie din gresii către prismul aval din anrocamente (piatră de carieră). Barajul a constituit o primă experienţă de folosire a anrocamentelor în corpul barajelor, material de construcţie care ulterior va deveni frecvent folosit atât în SUA, cât şi în întreaga lume. Din nefericire barajul a fost deversat şi spălat de viitură în 1885, accidentul producând moartea a 2209 persoane.

Primul baraj realizat integral din anrocamente a fost Escondido (45 km Nord de San Diego - California) cu scopuri pentru irigaţii.

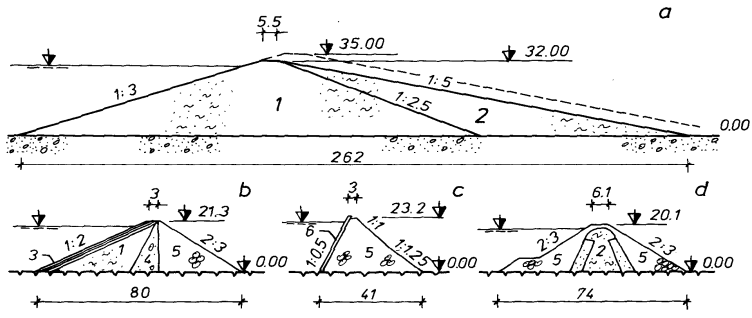


Fig. 5.6. Secţiuni transversale prin baraje de umpluturi construite în SUA în secolul al XIX-lea: *a* - Temescal (1850), *b* - South Fork (1823), *c* - Escondido (1887), *d* - La Mesa (1895); *1* - umplutură din pământ, *2* - umplutură realizată prin sedimentare hidraulică, *3* - mască de protecţie, *4* - zonă de tranzite din gresii, *5* - anrocamente, *6* - ecran din lemn de Sequoia.

Etanşarea barajului s-a făcut printr-un ecran din lemn de Sequoia rezemat pe un suport în trepte din zidărie uscată de piatră. Blocurile de anrocamente au avut greutăţi până la 4 t. Mai târziu etanşarea barajelor de piatră s-a realizat prin ecrane sau diafragme de beton sau metal (oţel). O combinaţie a tehnicilor de construcţie prin sedimentare hidraulică pentru nucleu şi de umplutură de piatră pentru prismele laterale a folosit Julius Howells pentru barajul Messa (Nord-Est de San Diego - California). Folosirea nucleelor din materiale argiloase dublate de zone de tranziţie la barajele din piatră va deveni ulterior o soluţie foarte populară. Procedeele de sedimentare hidraulică au fost treptat părăsite din cauza efectelor negative ale presiunii apei din porii materialelor sedimentate.

În aprofundarea fenomenelor care caracterizează comportarea barajelor de umpluturi se disting câteva etape notabile. În 1856 inginerul francez Henry Darcy stabileşte cunoscuta lege privind curgerea apei prin medii poroase.

În 1886 profesorul austriac Philipp Forchheimer găseşte că ecuaţia Laplace guvernează curgerea apei în pământuri. Prima determinare experimentală a unei curbe de infiltraţii printr-un baraj de pământ pare să fi fost realizată de inginerii britanici la barajul Waghad în India.

Studii asupra stabilităţii taluzelor barajelor din umpluturi au fost efectuate în Franţa încă din a doua jumătate a secolului al XVIII-lea, aşa cum s-a menţionat mai înainte. Problema a fost reanalizată în profunzime în special dupa alunecarea peretelui de cheu de la Gothenburg (Suedia) în 1916. În 1926 profesorul suedez Fellenius elaborează binecunoscuta metodă a cercului de fricţiune incluzând şi coeziunea în evaluarea stabilităţii la alunecare a unui taluz.

În 1925 Terzaghi pune bazele teoriei consolidării argilelor prin disiparea presiunii apei din porii pământului. Noua teorie introduce conceptul de efort efectiv pe care se întemeiază teoria mecanicii pământurilor.

În 1933 Proctor stabileşte factorii care guvernează compactarea pămân–turilor şi în special influenţa conţinutului lor de apă.

Progresele teoretice în mecanica pământurilor şi a rocilor asociate celor privind mecanizarea lucrărilor de baraje din umpluturi au condus la aplicarea tot

mai frecventă a acestui tip de baraj, în special după cel de-al II-lea război mondial.

Deşi unele utilaje de compactare (compactorul neted - 1850, compactorul picior de oaie - 1904) erau folosite încă din secolul trecut, revoluţia tehnologică în execuţia acestor baraje s-a produs prin apariţia în 1960 a compactorului vibrator. Prin vibrocompactare s-au realizat îmbunătăţiri esenţiale calitative şi cantitative (productivitate) în compactarea materialelor de umplutură, cu deosebire a anro–camentelor.

Recordurile de înălţime ale barajelor din materiale locale au crescut rapid (fig. 5.7,*a*) şi, de asemenea, numărul lor relativ în raport cu barajele de beton şi în domeniul barajelor înalte cu $H > 100$ m (fig. 5.7,*b,c*). Primul baraj din lume care a depăşit 300 m înălţime (barajul Nurek pe râul Vahş-Tadjikistan), este de pământ cu nucleu din material argilos. În construcţie tot pe râul Vahş se află barajul Rogunski, de pământ cu nucleu argilos care va atinge înălţimea record de 325 m. În tabelul 5.1 se prezintă evoluţia pe decade a numărului de baraje din materiale locale cu înălţimi mai mari de 100 m. Progresele continui în echipamentele pentru lucrările de pământ vor reduce în continuare preţul de cost al acestor baraje. Folosirea în alcătuirea acestor baraje a unor materiale noi ca pământuri armate, materiale geotextile pentru drenaj, materiale plastice pentru etanşare, precum şi a unor materiale naturale de umplutură cu calităţi slabe sau mediocre sunt direcţii de evoluţie actuală în acest domeniu.

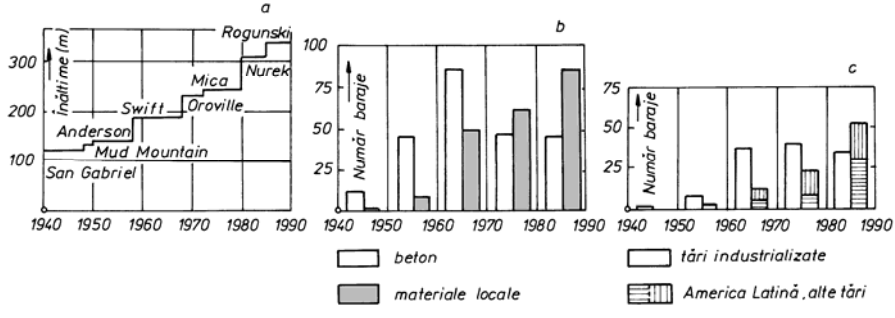


Fig. 5.7. Date statistice asupra barajelor din materiale locale cu înălţimi mai mari de 100 m: *a* - cele mai înalte baraje; *b* - evoluţia pe decade a numărului de baraje din beton şi din materiale locale; *c* - evoluţia în ţările industrializate şi cele în curs de dezvoltare (ţări industrializate: Europa, SUA, Canada, Rusia, Japonia, Australia, Noua Zeelandă).

Tabelul 5.1

Anul terminării construcţiei	**Înălţimea maximă [m]**				
	100..149	**150..199**	**200..249**	**250..299**	**300..349**
1930 - 39	2	–	-	-	-
1940 - 49	1	-	-	-	-
1950 - 59	8	1	-	-	-
1960 - 69	42	6	1	-	-
1970 - 79	49	10	3	-	-
1980 - 89	64	17	2	1	2
Total	166	34	6	1	2

5.1.2. Tipuri principale

În acceptul Comisiei Internaţionale a Marilor Baraje un baraj din materiale locale (embankment dam, baraj din umpluturi) are corpul alcătuit din materiale excavate fără adausuri de alte materiale de legătură exceptând pe cele inerente în materialul natural. Materialele respective sunt obţinute din amplasamentul barajului sau din imediata lui vecinătate.

Definiţia de mai înainte acoperă atât barajele omogene cât şi acelea neomogene în care materialele sunt zonate în funcţie de rolul de rezistenţă sau de etanşare pe care îl îndeplinesc. Prin convenienţă barajele din umpluturi cu etanşări din materiale prelucrate ca: beton, beton armat, beton bituminos, torcret, metal, mase plastice, lemn se includ de asemenea în categoria barajelor din materiale locale.

Materialele naturale care compun corpul barajului se pot clasifica în două categorii: piatră (anrocamente exploatate din cariere prin excavaţii cu explozivi, bolovani mari) şi materiale pământoase (balast, nisip, nisip argilos, argilă nisipoasă, argilă). Materialele nisipo-argiloase care prezintă calităţi satisfăcătoare atât sub aspectul impermeabilităţii cât şi al rezistenţei la alunecare pot alcătui barajele omogene (fig. 5.8,*a*). Mult mai răspândite sunt însă barajele la care materialele cu rol de rezistenţă şi respectiv de etanşare sunt distincte. Aceste baraje pot fi cu mască (ecran) de etanşare dacă elementul de etanşare este plasat la paramentul amonte al profilului (fig. 5.8,*b*) sau cu nucleu (diafragmă, sâmbure) de etanşare dacă elementul respectiv este plasat în zona centrală a profilului (fig. 5.8,*c*).

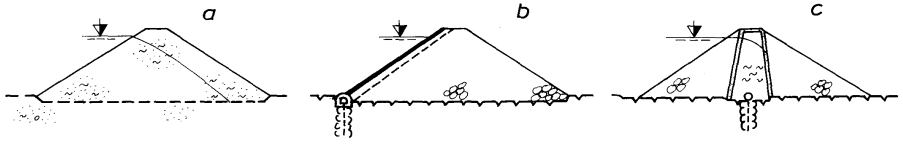


Fig. 5.8. Tipuri de baraje din materiale locale după sistemul de etanşare: *a* - baraje de pământ omogene; *b* - baraje cu mască (ecran); *c* - baraje cu nucleu (diafragmă, sâmbure).

Barajele moderne din umpluturi pot fi încadrate în următoarele tipuri principale:

– baraje de piatră, cu corpul alcătuit din piatră iar etanşarea din materiale nepământoase sub formă de mască sau diafragmă (fig. 5.9,*a*,*b*);

– baraje mixte de piatră şi pământ, cu corpul alcătuit din piatră iar etanşarea din materiale pământoase de natură argiloasă sub formă de nucleu sau mască (fig. 5.9,*c*,*d*);

– baraje de pământ, cu corpul alcătuit din balast iar etanşarea din materiale pământoase sau nepământoase sub formă de nucleu sau mască (fig. 5.9,*e*,*f*);

– baraje din deşeuri sau pentru depozitarea deşeurilor miniere şi industriale; această categorie acceptată de ICOLD şi în curs de extindere mai ales în ţările industrializate, neavând scop de acumulare de apă nu este tratată în lucrarea de faţă.

Sistemul de etanşare a corpului barajului se prelungeşte în fundaţie şi în versanţi astfel încât să se limiteze pierderile de apă prin infliltraţii din lac. Etanşările terenului de fundare a barajelor atât din beton, cât şi din materiale locale s-au prezentat în capitolul 2. Barajele din materiale locale fundate pe roci stâncoase au etanşarea de adâncime în general sub formă de voal (perdea) de etanşare realizată prin injecţii (fig. 5.10,*a*). Barajele din materiale locale fundate pe terenuri nestâncoase au etanşarea de adâncime de obicei sub formă de pinteni sau pereţi mulaţi (fig. 5.10,*b*), mai rar sub formă de avantradier din material argilos când roca de bază se găseşte la adâncime foarte mare (fig. 5.10,*c*).

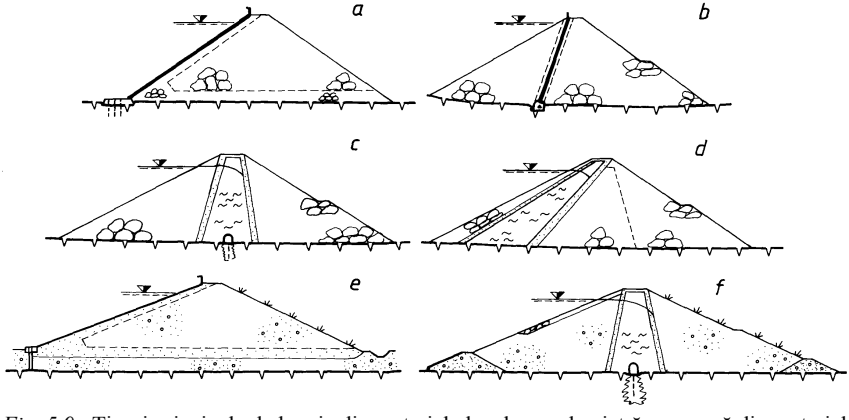


Fig. 5.9. Tipuri principale de baraje din materiale locale: *a* - de piatră cu mască din materiale nepământoase, *b* - de piatră cu diafragmă din materiale nepământoase, *c* - de piatră cu nucleu de pământ, *d* - de piatră cu mască de pământ, *e* - de pământ cu mască din materiale nepământoase, *f* - de pământ.

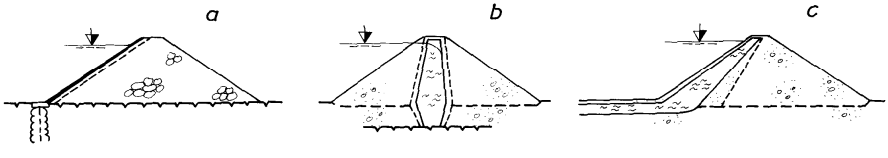


Fig. 5.10. Etanşarea terenului de fundare a barajelor din materiale locale: *a* - cu voal de etanşare; *b* - cu pinten de etanşare; *c* - cu avantradier.

După tehnologia de execuţie, sistemul de punere în operă a materialelor în straturi prin vibrocompactare s-a generalizat practic după 1960, atât pentru barajele de piatră, cât şi cele de pământ. Izolat, barajele de pământ se execută şi prin hidromecanizare. Procedeul hidromecanizării constă în aplicarea unui sistem hidraulic în cel puţin una din cele trei etape din realizarea unui baraj de pământ: exploatarea, transportul sau punerea în operă a materialelor din corpul barajului.

Astfel, punerea în operă se realizează prin sedimentarea hidraulică a părţii solide existente în amestecul de apă + pământ (noroi) adus în incintă.

5.1.3. Cele mai înalte baraje

În Registrul Mondial al Barajelor, redactat de ICOLD, ediţia din 1979 care reactualizează datele până la 31 decembrie 1977 sunt în evidenţă circa 30000 baraje din care circa 23000 (76%) sunt realizate din materiale locale. Barajele de pământ, cu circa 21000 baraje inventariate în registrul menţionat deţin cu autoritate primul loc în clasamentul barajelor după tipurile constructive [5], [6].

Răspândirea şi vechimea barajelor de pământ rezulta din faptul că balastul din albiile râurilor a fost de-a lungul timpului materialul cel mai uşor de exploatat şi de folosit pentru realizarea corpului barajelor. Aplicarea tehnologiei prin vibro–compactare, în special după 1960, a permis obţinerea unor calităţi net superioare ale umpluturilor şi impunerea tipului de baraje din anrocamente. Progresele tehnologice asociate progreselor teoretice din mecanica pământurilor şi a rocilor au condus la creşterea spectaculoasă a performanţelor barajelor din materiale locale, care la sfârşitul deceniului VII au ajuns la înălţimea record de 308 m prin barajul Nurek, baraj din pământ cu nucleu argilos [7]. În tabelul 5.2 se prezintă unele date privind cele mai înalte baraje de piatră cu măşti din beton armat.

Barajul Foz do Areia, amplasat pe râul Iguaçu din sudul Braziliei cu cei 160 m înălţime maximă deţine recordul de înălţime la categoria barajelor de piatră cu măşti din beton armat (fig. 5.11).

Tabelul 5.2

	Denumire-Ţară	Anul terminării construcţiei	Înălţime maximă [m]	Pante amonte	Pante aval	Tehnologie de execuţie Tip de rocă
1	Foz do Areia - Brazilia	1980	160	1,4	1,4	C.R.* - bazalt
2	New Exchequer - SUA	1966	150	1,4	1,4	D.R.** /C.R - andezit
3	Segredo-Brazilia	1990	145	1,3	1,3	C.R. - bazalt
4	Salvajina -Columbia	1983	145	1,5	1,3/1,4	C.R.-steril de excavaţii
5	Alto Anchicaya-Columbia	1974	140	1,4	1,4	C.R.-şist feldspatic cornificat
6	Shiroro-Nigeria	1982	130	1,3	1,3	C.R.
7	Lower Pieman-Australia	1986	122	1,3	1,3/1,5	C.R.-dolerite
	Pecineagu -România	1983	105	1:1,7	1,7	C.R.-şisturi cristaline
	Fântânele-România	1978	95,5	1:1,4	1:1,4	C.R.-granite şi granodiorite
	Oaşa - România	1983	94	1:1,3	1:1,3	C.R.-gneise micacee

C.R. - anrocamente compactate în straturi.
D.R. - anrocamente descărcate în grămadă.

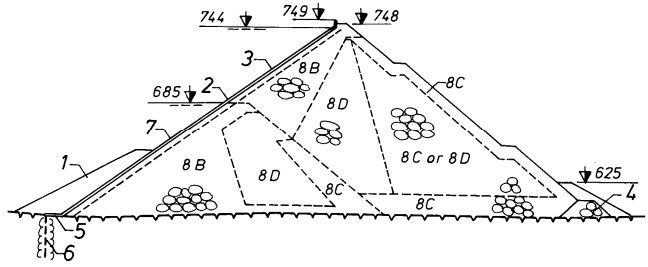


Fig. 5.11. Barajul Foz do Areia - secţiune transversală: *1* - protecţie din argilă; *2* - cota coronamentului etapa I de construcţie; *3* - mască din fâşii de beton armat; *4* - batardou aval; *5* – plintă; *6* - voal de etanşare; *7* - strat suport din anrocamente selectate; *8* - *B,C,D* - anrocamente din bazalt masiv cu conţinut de 20% (*B*) sau mai mare (*C,D*) de brecii bazaltice.

Materialul de umplutură a fost alcătuit din bazalt masiv (75%) şi brecii de bazalt (25%). De remarcat că cea mai mare parte din materialul de umplutură a fost obţinut din excavaţiile necesare în nodul hidrotehnic [8].

Masca din beton armat a fost realizată în două etape ca o consecinţă a etapizării construcţiei barajului. Această subdivizare apare obligatorie în cazul barajelor construite etapizat dar totodată ea poate fi sursa unor fenomene negative datorate deformaţiilor cauzate de umpluturile depuse în etapa următoare. Experienţa de la Foz do Areia arată că în cazul anrocamentelor bine compactate, mişcările măştii chiar la baraje de înălţimi mari sunt moderate şi nu ridică probleme speciale. Masca a fost prevăzută cu rost perimetral mască-plintă şi rosturi verticale. Deschiderile rosturilor cauzate de deplasările corpului barajului au fost între 2 ... 34 mm. De remarcat că masca a fost protejată la partea inferioară cu un strat de argilă.

Raportat la suprafaţa măştii barajului Foz do Areia de $138800\,m^2$, infiltraţiile prin ansamblul baraj-teren de fundare măsurate după umplerea lacului de 236 ℓ/s pot fi considerate pe deplin acceptabile. Infiltraţiile s-au redus la 80 ℓ/s după patru ani de exploatare a barajului, confirmând aplicabilitatea acestei soluţii constructive la baraje de înălţime mare.

În România cel mai înalt baraj de piatră cu mască din beton armat aflat în exploatare este Pecineagu ($H = 105\,m$) pe Dâmboviţa (fig. 5.12). Acumularea cu un volum de 62 milioane m^3 asigură un debit mediu de 5 m^3/s pentru alimentarea cu apă a Bucureştiului, irigarea a 10700 ha teren agricol şi producerea a circa 120 GWh/an energie electrică.

Anrocamentele din baraj alcătuite din şisturi cristaline au fost puse în operă în straturi vibrocompactate de 1,20 m grosime. Masca de etanşare a fost realizată din dale de beton armat cu grosimi de 0,35 ... 1,00 m armate pe ambele direcţii cu PC 60 şi procent de armare $\mu = 0{,}50...0{,}60\%$.

Vatra de circa 12 m înălţime peste cota fundaţiei a fost încastrată în stâncă la o adâncime de 2...8 m. În vatră s-a prevăzut o galerie de vizitare, injecţii pentru

voalul de etanşare şi reţeaua de drenaj. Debitele infiltrate în galerie sunt evacuate în bieful aval printr-o conductă de evacuare.

Descărcarea apelor mari se face printr-un descărcător pâlnie la malul stâng, amenajat pe traseul galeriei de deviere din timpul construcţiei, capabil să descarce 290 m^3/s. În puţul descărcătorului debuşează de asemenea o golire de semiadâncime prin care se pot evacua 50 m^3/s. Golirea de fund a acumulării, sub formă de galerie blindată cu $D_i = 2{,}80$ m poate evacua 116 m^3/s.

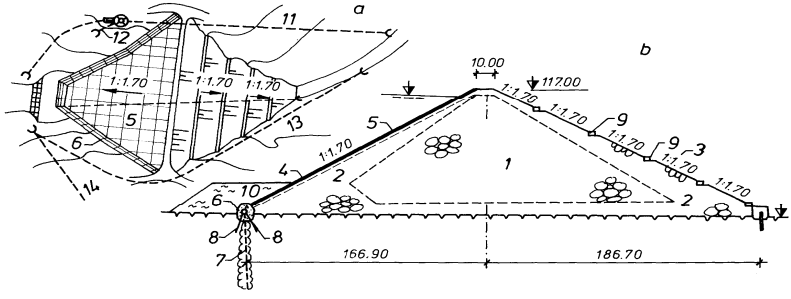


Fig. 5.12. Barajul Pecineagu: *a* - plan de situaţie; *b* - secţiune transversală; *1* - anrocamente tip I; *2* - anrocamente tip II (de calitate superioară); *3* - anrocamente aşezate manual; *4* - strat suport mască; *5* - mască de beton armat; *6* – vatră; *7* - voal de etanşare; *8* - injecţii de legătură-consolidare; *9* -cămine aparate de măsură şi control; *10* - prism de argilă; *11* - descărcător pâlnie; *12* - golire de semiadâncime; *13* - golire de fund; *14* - galerie de aducţiune.

O statistică a unora dintre cele mai înalte baraje de piatră cu etanşări din beton bituminos sub formă de măşti sau diafragme este ilustrată de tabelul 5.3.

Tabelul 5.3

	Denumire-Ţară	**Anul terminării construcţiei**	**Înălţime maximă [m]**	**Pante**		**Tip de etanşare din beton bituminos**
				Amonte	**Aval**	
1	Telmanskaia- Rusia	1991	140	2,1	1,4	diafragmă
2	High Iland - Hong Kong	1977	109	1,7	1,7	diafragmă
3	Finstertal - Austria	1975	92	1,5	1,3.. 1,45	diafragmă
4	Sabigawa - Japonia	1988	90,5	2,0	2,0	mască
5	Menta - Italia	1990	90	1,8	1,8	mască
6	Storvatn - Norvegia	1987	90	1,5	1,4	diafragmă
7	Sallente - Spania	1985	89	1,75	1,75	mască
	Colibiţa -România	1990	90	1,7	1,6	mască
	Valea de Peşti - România	1973	56	1,7	1,3	mască

Performanţele barajelor de piatră cu etanşări din beton bituminos au crescut spectaculos în deceniul opt al secolului XX. Barajul Telmanskaia (fig. 5.13) de pe râul Mamakan din Siberia de Est, care va atinge înălţimea maximă de 140 m este un exemplu concret în sprijinul acestei afirmaţii [9], [10].

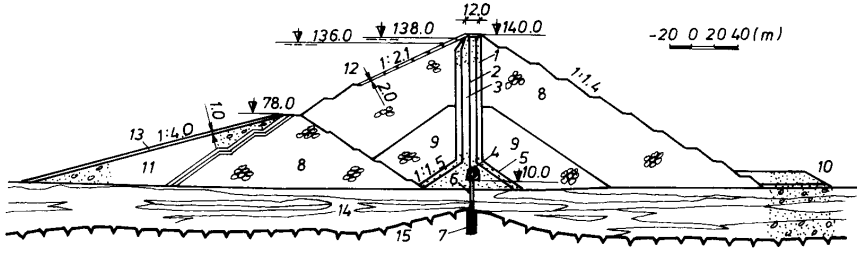


Fig. 5.13. Secţiune transversală prin barajul Telmanskaia (URSS): *1* - diafragmă din beton bituminos, *2* - zonă de tranziţie din nisip-pietriş, *3* - deşeuri de piatră, *4* - galerie, *5* - strat de legătură din beton bituminos plastic, *6* - perete de gel beton, 7 - voal de etanşare, *8* - anrocamente, *9* - anrocamente din excavaţii, *10* - balast din excavaţii, *11* – pietriş, *12* - riprap, *13* - protecţie de anrocamente, *14* - aluviuni, *15* - granit.

Barajul este situat într-o zonă rece cu peste 200 zile pe an cu temperaturi sub 0°, temperatura cea mai scăzută înregistrată fiind - 55°C. Prismele de umplutură sunt alcătuite din granite din carieră şi în special din excavaţiile de la tunelele şi descărcătorul de ape mari aferente nodului hidrotehnic. Diafragma din beton asfaltic curgător are grosimi variabile de la 0,50 m la partea superioară la 1,40 m la bază. Diafragma se lărgeşte la bază pentru a realiza o legătură etanşă cu galeria perimetrală din beton armat. Etanşarea pe grosimea stratului aluvionar şi a depozitelor glaciare din teren se face cu două rânduri de pereţi din gel beton iar etanşarea rocii prin injecţii. Diafragma este încadrată pe ambele părţi cu straturi de tranziţie din nisip-pietriş (6 m lăţime) şi din deşeuri de piatră.

Barajul Colibiţa (România) (fig. 5.14) se situează în categoria celor mai înalte baraje de piatră cu mască din beton asfaltic. Masca de etanşare este alcă–tuită din două straturi de beton asfaltic de 12 cm grosime fiecare şi cu un strat drenant la mijloc de 15 cm grosime. Legătura măştii cu fundaţia se realizează printr-o vatră înaltă prevăzută cu o galerie de vizitare, injecţii, drenaj [11].

Descărcătorul de ape mari de tip pâlnie având capacitatea de descărcare de 552 m^3/s este prevăzut de asemenea cu o golire de semiadâncime de 3,50 m diametru. Golirea de fund cu un diametru de 4,20 m s-a amenajat pe traseul galeriei de deviere din perioada construcţiei.

Date sintetice privind cele mai înalte baraje de piatră cu etanşări pământoase sub formă de nuclee plasate în zona centrală a profilului barajului, nucleie înclinate sau măşti sunt prezentate în tabelul 5.4 [7], [12].

Barajul Esmeralda - Chivor ($H = 237$ m) din Columbia (fig. 5.15), având pantele paramentelor amonte şi aval de 1:1,30 şi respectiv de 1:1,25 se înscrie în categoria profilelor cu pante moderate.

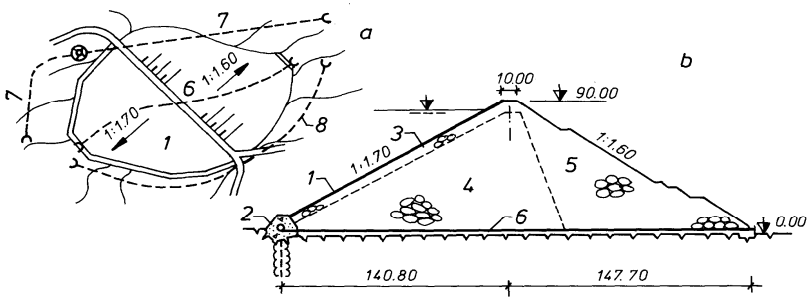


Fig. 5.14. Barajul Colibiţa: *a* - plan de situatie; *b* - secţiune transversală tip; *1* - mască din beton asfaltic; *2* -vatră amonte; *3* - anrocamente cu dimensiunea maximă 0,40 m în stratul suport; *4* - idem $D_{max} = 0{,}60$ m; *5* – idem $D_{max} = 1{,}20$ m; *6* - tubaţie Premo ϕ 400 mm pentru drenaj; *7* - descărcător pâlnie cu golire de semiadâncime; *8* - golire de fund.

Barajul, cu nucleu relativ subţire şi înclinat s-a comportat excelent după punerea sub sarcină în 1975. Tasarea coronamentului la prima umplere a fost de 1,00 m, dar nici o fisură nu a fost identificată în nucleu. În corpul barajului s-a înglobat o varietate largă de anrocamente şi balasturi zonate, incluzând calcare, cuarţite, filite, şisturi argiloase, argilită, pietriş. Barajul Guavio ($H = 246$ m), de asemenea din Columbia are o alcătuire constructivă similară barajului Esmeralda.

Tabelul 5.4

	Denumire-Ţară	**Anul terminării construcţiei**	**Înălţime maximă [m]**	**Lungime la coronament [m]**	**Volum umplutură [10^3 m^3]**	**Tipul etanşării**
1	Chicoasen-Mexic	1980	261	485	15370	
2	Tehri-India	1990	261	570	22750	
3	Kishan-India	1985	253	360	18400	
4	Guavio-Columbia	1987	246	380	16800	nucleu înclinat
5	Esmeralda (Chivor)-Columbia	1975	237	280	10800	nucleu înclinat
6	Keban-Turcia	1974	207	1126	15580	nucleu central
7	Ahinkaia-Turcia	1988	195	634	16000	
	Gura Apelor-România	1990	168	450	9020	nucleu central
	Siriu-Buzău-România	1989	122	470	8800	nucleu central
	Vidra-Lotru-România	1975	121	380	3550	nucleu înclinat

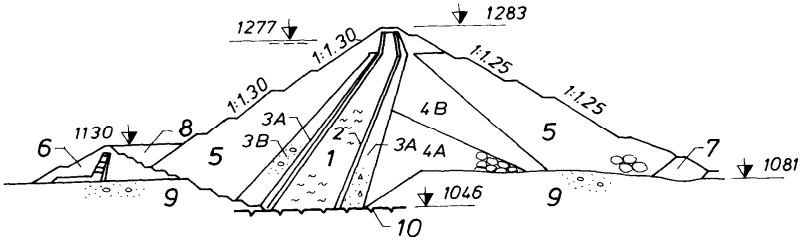


Fig. 5.15. Barajul Esmeralda (Chivor) - sectiune transversală: *1* - nucleu din pietriş în matrice argilo-prăfoasă, *2* - zonă de tranziţie din nisip şi pietriş, *3A, 3B* - filtre inverse din pietriş şi nisip, *4* - anrocamente cu dimensiunea maximă de 90 cm, *5* - anrocamente cu dimensiunea maximă de 180 cm, *6* - batardou amonte, *7* - prism de rezistenţă şi batardou aval alcătuit din blocuri de rocă cu greutate minimă de 50 kN, *8* - bermă stabilizatoare din umpluturi neselectate, *9* - strat aluvionar, *10* - rocă stâncoasă.

Barajul Gura Apelor ($H = 168$ m) din anrocamente cu nucleu de argilă (fig. 5.16) este cel mai înalt baraj din România. Roca din fundaţie este alcătuită din şisturi cuarţitice la malul drept şi şisturi sericitoase-filitoase la malul stâng, ultimile prezentând caracteristici mecanice mult mai slabe. Pe lângă asimetriile mecanice au fost şi asimetrii morfologice, versantul stâng având panta medie de circa 30...35° comparativ cu cel drept cu panta medie de circa 65°. În aceste condiţii pentru îmbunătăţirea stabilităţii barajului în zona versantului stâng s-au realizat prisme de lestare atât la paramentul amonte, cât şi aval.

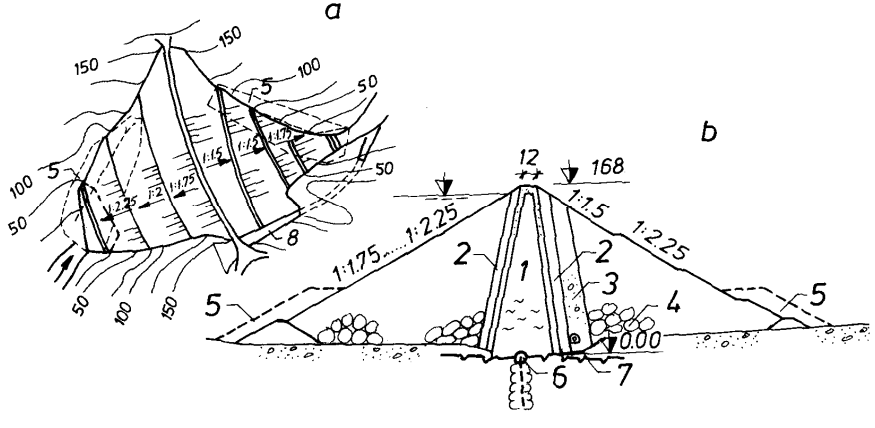


Fig. 5.16. Barajul Gura Apelor: *a* - plan de situaţie, *b* - secţiune transversală: *1* - nucleu din material argilos, *2* - filtre inverse, *3* - zonă de balast drenant, *4* - anrocamente, *5* - prisme de încărcare a versantului stâng, *6* - galerie de vizitare, injecţii, drenaj, *7* - galerie de drenaj, *8* – descărcător de ape mari.

În scopul reducerii riscului de desprindere a materialului din nucleu de peretele versantului drept, deosebit de abrupt s-au folosit materiale argiloase cu calităţi plastice superioare. Nucleul central, relativ subţire este încadrat la ambele feţe de straturi de filtre inverse. La baza filtrelor din aval s-a prevăzut o galerie specială de drenaj.

De remarcat că aluviunile în general de bună calitate din albia majoră şi parţial deluviul de pe versantul stâng s-au păstrat în profilul barajului, realizându-se economii importante de materiale de umplutură. Cariera de anrocamente a fost la circa 7 km de baraj iar cea de argilă la circa 25 km.

Descărcătorul de ape mari sub formă de canal de coastă cu admisie frontală a fost înscris la malul drept. Tot la malul drept s-a amenajat şi golirea de fund pe traseul galeriei de deviere din perioada construcţiei.

În tabelul 5.5 se ilustrează o statistică a celor mai înalte baraje de pământ cu etanşări pământoase [13].

Barajul Nurek de pe râul Vahş (fig. 5.17) ($H = 308$ m) este în prezent cel mai înalt baraj din lume aflat în exploatare. Barajul este construit într-un canion muntos îngust ($L_c = 704$ m), roca din terenul de fundare fiind o rocă tare cu alternaţii de aleurolite şi gresii [14].

Barajul este prevăzut cu nucleu central alcătuit dintr-o argilă rocoasă conţinând 50 ... 80% fracţiuni de rocă mai mari de 5 mm. Acest material are o permeabilitate redusă şi capacitate de autoreparare în caz de fisurare. De asemenea prin rigiditatea sa mai mare decât a luturilor obişnuite contribuie la diminuarea fenomenelor negative produse de consolidarea nucleului în condiţiile de înteracţiune cu prismele laterale (efectul de atârnare).

Tabelul 5.5

	Denumire-Ţară	**Anul terminării construcţiei**	**Înălţime maximă [m]**	**Lungime la coronament [m]**	**Volum umplu-tură [m^3]**	**Tipul etanşării**
1	Rogunski-Tadjikistan	în constr.	335	660	75500	nucleu înclinat
2	Nurek-Tadjikistan	1980	308	704	56000	nucleu central
3	Mica-Canada	1973	242	792	32111	nucleu înclinat
4	Oroville-SUA	1968	230	2073	59635	nucleu înclinat
5	Kungang-RPD Coreea	1990	215	1120		
6	Mingheceaur-Armenia	1955	81			executat prin hiromecanizare
	Măneciu-România	1989	78	750	6500	nucleu central
	Motru-România	1982	48	370	610	nucleu central
	Stânca Costeşti-România	1980	45	800	4000	nucleu înclinat
	Târlung-Săcele România	1976	43	500	1200	nucleu central

Prismele de rezistenţă sunt alcătuite din balast, balast grosier, exploatat din albia majoră a răului. În vederea asigurării stabilităţii dinamice în condiţiile unor mişcări seismice cu magnitudine 8...9 posibile în amplasament, la paramente s-au prevăzut protecţii cu anrocamente.

În zona de contact a nucleului cu fundaţia în albia râului s-a prevăzut un soclu de beton cu trei rânduri de galerii de injecţii. Pentru realizarea voalului de etanşare s-au prevăzut de asemenea mai multe etaje de galerii de injecţii prelungite în maluri. De asemenea şi în nucleu în elevaţie s-au realizat etaje de galerii cu scop de drenaj şi supravegherea comportării în exploatare.

Punerea sub sarcină a barajului s-a făcut etapizat. Într-o etapă întermediară de punere sub sarcină când adâncimea lacului era de circa 100 m s-au semnalat intensificări de natură indusă a activităţii seismice din zonă. Cutremurele induse au fost însă de intensităţi mici. Barajul nu a pus probleme după intrarea în exploatare.

O concepţie asemănătoare cu cea prezentată la barajul Nurek s-a aplicat la barajul Rogunski amplasat tot pe râul Vahş în amonte de Nurek (fig. 5.18) [15]. Condiţiile climatice în amplasament sunt foarte severe cu variaţii termice de la -31°C iarna la +40°C vara (media anuală + 10°C). De remarcat că elementul de etanşare al barajului realizat sub formă de nucleu înclinat, este fundat pe un singur bloc tectonic limitat de două falii. Nucleul are o configuraţie arcuită în plan cu scopul creşterii eforturilor de compresiune pe suprafaţa de contact cu fundaţia şi a reducerii riscului unor infiltraţii concentrate pe contact.

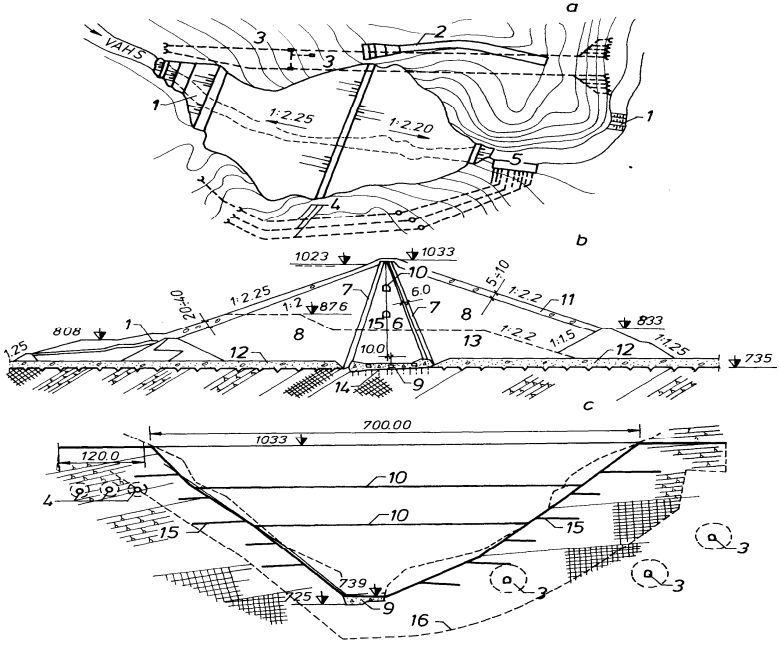


Fig. 5.17. Barajul Nurek: *a* - plan de situaţie, *b* - secţiune transversală, *c* - profil longitudinal prin galeriile de injecţii; *1* - batardouri amonte şi aval, *2* - descărcător de suprafaţă, *3* - goliri de fund şi intermediare, *4* -galerii de aducţiune, *5* - centrală hidroelectrică, *6* - nucleu, *7* - filtre inverse, *8* - prisme din balast, *9* - soclu de beton, *10* - galerii de drenaj, *11* - protecţie din anrocamente, *12* - aluviuni naturale, *13* - etapa I de execuţie a barajului, *14* - injecţii de consolidare, *15* - galerii în versant pentru execuţia voalului, *16* - limita voalului de etanşare.

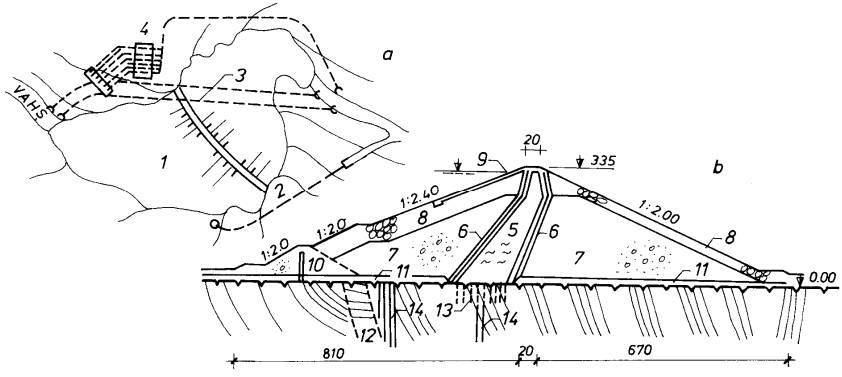


Fig. 5.18. Barajul Rogunski: *a* - plan de situaţie, *b* - secţiune transversală; *1* - corp baraj, *2* - descărcător de ape mari, *3* - galerii de deviere amenajate goliri de fund, *4* - cavernă centrală hidro-electrică, *5* - nucleu, *6* - filtre inverse, *7* - prisme din balast, *8* - anrocamente, *9* - rip rap, *10* - batardou amonte, *11* - aluviuni naturale, *12* - filon de sare, *13* - injecţii de consolidare, *14* - perdele de etanşare.

Fundaţia nucleului a fost torcretată şi consolidată prin injecţii. La limita nucleului s-au realizat două rânduri de perdele de etanşare până la 60...80 m adâncime de la contact. O altă problemă specială a fost legată de existenţa unui strat de sare cu orientare verticală sub prismul amonte al barajului. În scopul protecţiei stratului contra eroziunii s-au luat măsuri de egalizare a presiunilor interstiţiale pe suprafeţele lui laterale şi de reducere a curgerilor de infiltraţii prin strat. Astfel la limita aval a stratului de sare s-a realizat o perdea etanşă.

Barajul Măneciu de pe râul Teleajen ($H = 78$ m) (fig. 5.19) este prevăzut cu un nucleu argilos şi prisme de balast. Deoarece amplasamentul se încadrează din punct de vedere al seismicităţii în gradul VIII MSK, s-au prevăzut măsuri speciale de protecţie antiseismică a barajului. Astfel pe paramentul amonte s-a realizat un strat de anrocamente de 1,5 m grosime, iar partea superioară a prismelor laterale urmează a se realiza de asemenea din anrocamente.

Roca din fundaţia barajului este constituită din fliş carpatic: şisturi argilo-marnoase, gresii, gips. În zona de fundare a nucleului s-au realizat lucrări de consolidare a terenului prin injecţii. Balastul natural din albia majoră a fost păstrat în corpul barajului în zona prismului amonte.

Descărcătorul de ape mari de tip pâlnie cu canal rapid, amplasat la malul drept are o capacitate de descărcare de 1200 m^3/s. Golirea de fund cu capacitatea de 90 m^3/s este amenajată pe traseul galeriei de deviere a apelor. Acumularea de 60 milioane m^3 are folosinţe în alimentări cu apă, irigaţii, producere de energie electrică, atenuarea viiturilor.

Unele dintre cele mai înalte baraje de pământ cu etanşări nepământoase (măşti sau diafragme de beton armat sau beton bituminos) sunt exemplificate în tabelul 5.6. Alcătuirea constructivă a acestor categorii de baraje nu diferă esenţial de cea a barajelor de piatră cu etanşări nepământoase.

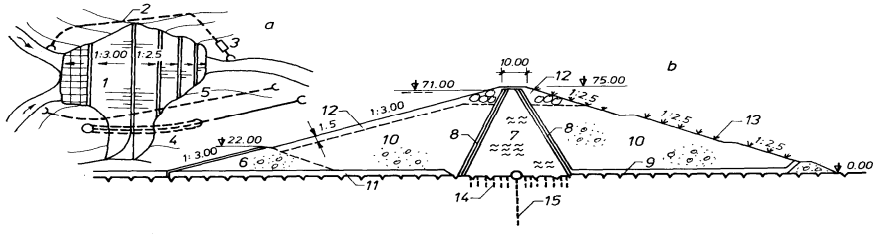


Fig. 5.19 Barajul Măneciu: *a* - plan de situaţie, *b* - profil transversal tip; *1* - corp baraj, *2* - galerie energetică, *3* - centrală hidroelectrică, *4* - descărcător pâlnie-casetă-canal rapid, *5* - golire de fund, *6* - batardou amonte, *7* - nucleu de material argilos , *8* - filtre inverse, *9* - saltea de drenaj, *10* - prisme de balast, *11* - balast natural, *12* - protecţie de anrocamente, *13* - protecţie pentru înierbare, *14* - injecţii de consolidare, *15* - voal de etanşare.

Deosebiri mai mari apar în măsurile de etanşare a terenului de fundare, barajele de pământ fiind fundate pe straturile de aluviuni existente în albia râurilor şi care necesită măsuri specifice de etanşare. În figura 5.20 este prezentată o secţiune transversală prin barajul Irganskaia ($H = 100$ m) etanşat cu diafragmă de beton bituminos.

Tabelul 5.6

	Denumire-Ţară	Anul terminării construcţiei	Înălţime maximă [m]	Pante		Tipul etanşării
				Amonte	Aval	
1	Yacambu-Venezuela	1982	150	1,5	1,5	mască din beton armat
2	Musa-Noua Guinee	proiect	150	1,5	1,5	mască din beton armat
3	Golilas-Columbia	1978	130	1,6	1,6	mască din beton armat
4	Irganskaia-Rusia	1990	100	2,2	1,3…1,8	diafragmă din beton bituminos
	Place de Soulcem-Franţa	1983	67	1,85		mască din beton bituminos
	Sadu-Gorj România	în construcţie	58	2,0	2,0	mască din beton armat

Depozitele aluvionare din albie având grosimi de 60...65 m au fost etanşate printr-o perdea de etanşare din ciment-argilă având grosimea de 27 m. Legătura diafragmei cu etanşarea de adâncime se realizează cu un covor de beton bituminos plastic.

În alcătuirea profilului barajului se poate remarca folosirea pentru umpluturi în prismul aval a materialelor rezultate din săpăturile de la nodul hidrotehnic.

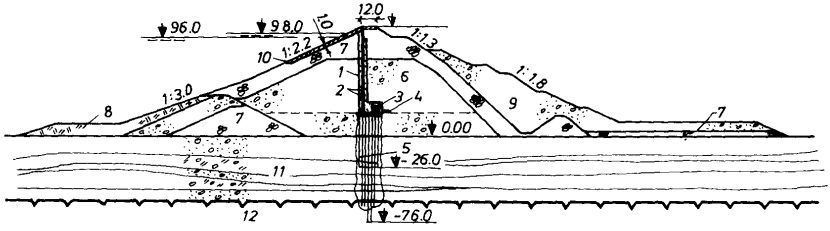


Fig. 5.20. Secţiune transversală prin barajul Irganskaia : *1* - diafragmă din beton bituminos, *2* - zonă de tranziţie din nisip-pietriş, *3* - galerie, *4* - covor de beton bituminos, *5* - ecran din ciment-argilă, *6* - balast cu bolovăniş, *7* - anrocamente, *8* - deşeuri de rocă, *9* - materiale rezultate din săpături, *10* - rip rap, $d > 0{,}45$ m, *11* - straturi de aluviuni cu bolovăniş, *12* - calcare, dolomite.

5.2. Piatra şi pământul ca materiale de construcţie pentru baraje

5.2.1. Piatra exploatată din cariere

Toate categoriile de roci (vulcanice, sedimentare, metamorfice) pot fi folosite ca materiale pentru barajele de piatră. Rocile vulcanice ca granitele, dioritele, gabrourile, sienitele, porfirele, diabazul şi bazaltul constituie materialele de cea mai bună calitate. Rocile bazice, ca bazalturile şi porfirele sunt preferabile celor acide, riolitice. Rocile sedimentare sub formă de calcare compacte sau gresii silicioase sunt cele mai preferabile din această categorie. Rocile metamorfice datorită modului lor de formare prezintă o neuniformitate pronunţată. În această categorie intră gnaisurile, micaşisturile, cuarţitele, amfibolitele etc. [16].

În ultima perioadă s-au accentuat tendinţele bazate pe criterii economice de folosire în corpul barajelor a unor materiale de calitate slabă sau mediocră (roci sfărâmicioase). De asemenea, utilizarea materialelor rezultate de la excavaţii din nodul hidrotehnic în multe cazuri este foarte justificată economic. Profilul barajului se adaptează în funcţie de proprietăţile materialelor care alcătuiesc corpul barajului. Spre exemplu în figura 5.21 este ilustrat profilul barajului Feneş ($H = 42$ m), la care panta taluzului aval a fost sensibil îndulcită ca urmare a realizării prismului aval din excavaţiile de la baraj şi descărcător de ape mari [17].

Baraje constituite din anrocamente de şisturi argiloase s-au comportat satisfăcător. Rezistenţa la compresiune a acestor roci determinată în laborator a fost 56 MPa, comparativ cu 140 MPa a unui cuarţit de bună calitate, considerat ca un material excelent.

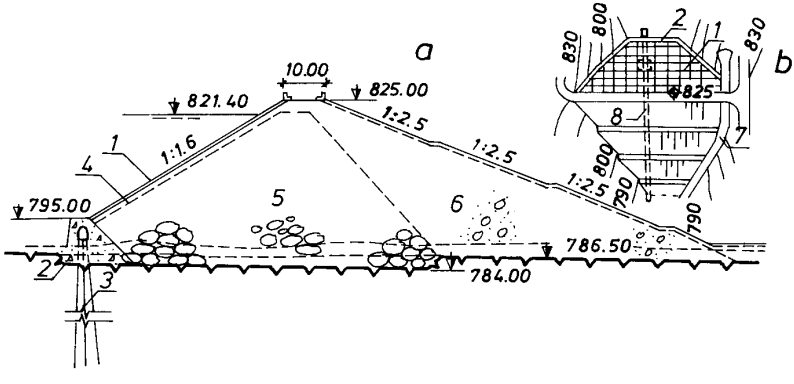


Fig. 5.21. Barajul Feneş: *a* - profil transversal tip, *b* - plan de situatie, *1* - mască din dale de beton armat, *2* - vatră, *3* - voal de etanşare, *4* - strat suport din anrocamente, *5* - anrocamente cu dimensiunea maximă de 0,75 mm, *6* - materiale rezultate din excavaţiile de la nodul hidrotehnic, *7* – descărcător de ape mari, *8* - golire de fund şi canal de deviere.

Dimensiunea blocurilor a fost limitată la 0,6 m iar grosimea straturilor compactate la 1 m. În aceste condiţii au fost evitate segregările în timpul punerii în operă a anrocamentelor [3].

În carierele de argilită pe distanţe de câţiva metri se pot produce variaţii mari ale calităţii materialului. Argilita slabă poate fi exploatată fără utilizarea de explozivi. Pentru a preveni întreruperea lucrului în perioadele ploioase, carierele de argilită trebuie drenate în mod corespunzător. În timpul compactării, apare un exces de material fin prin sfărâmarea bulgărilor de rocă, material care obturează rapid toate interspaţiile dintre anrocamente, mai ales la partea superioară a stratului compactat. Astfel, în vederea evitării formării unei zone impermeabile la partea superioară a unui strat compactat apare necesară scarificarea acestuia înainte de acoperirea lui cu stratul următor.

Sisturile cuarţitice şi gresiile slabe, prezintă fenomene similare de sfărâmare ca argilitele, atât în carieră cât şi în procesul de punere în operă. Excesul de fin poate creea dificultăţi deosebite în cazul climatelor umede. Totuşi, şisturile cuarţitice şi unele gresii produc în general particule fine rezistente care se compactează bine în ciuda aparenţelor şi tasările finale sunt considerabil mai mici decât a unei umpluturi similare din argilită slabă.

Cercetările preliminare trebuie să furnizeze datele asupra rocilor în stare naturală (în carieră în condiţii de zăcământ): variaţiile litografice, compoziţia petrografică, structura şi textura rocii, gradul şi caracterul alterărilor, fisuraţia, prezenţa fenomenelor tectonice, existenţa carsturilor (la roci sedimentare).

Cercetările se efectuează pe teren în cariere (exploatări experimentale), în laborator şi pe piste experimentale.

În carieră se fac studii asupra modului de rupere a rocii în funcţie de schema de puşcare (numărul, poziţia şi adâncimea găurilor pentru explozie, cantitatea de exploziv etc.). Carierele trebuie să fie alese în principal pe baza calităţii şi cantităţii rocii ce poate fi exploatată. Cariera se recomandă să fie situată la o distanţă suficient de mare de baraj (200...300 m) pentru ca exploziile din carieră să nu afecteze calitatea rocii din fundaţia barajului, dar nici prea depărtată din motive de cost al transportului. În România distanţa maximă dintre carieră şi baraj se limitează la 5 ... 10 km. Cota zonei exploatate din carieră se recomandă a fi în permanenţă mai ridicată decât cota depunerilor curente în baraj, astfel încât fluxul transportului de anrocamente să fie descendent. Exploatarea unei cariere se face în trepte iar drumurile de transport către baraj se ramifică succesiv concomitent cu înălţarea barajului (fig. 5.22).

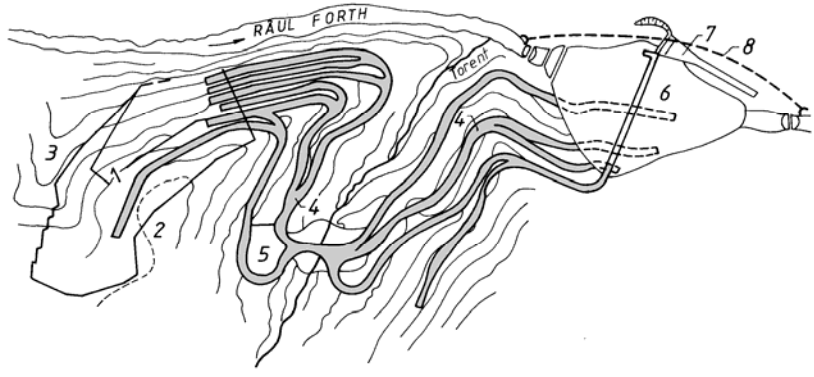


Fig. 5.22. Schema drumurilor de transport de la carieră la barajul Cethana (Australia) [3]: *1* - carieră, *2* - creasta carierei, *3* - haldă granit alterat, *4* - drumuri de transport carieră-baraj de 10 m lăţime, *5* - staţie auto de reparaţie şi întreţinere, *6* - corpul barajului, *7* - descărcător, *8* - galerie de deviere.

Cercetările de laborator se axează pe două direcţii:

– încercări pe anrocamente în vrac cu scopul de a stabili caracteristicile unei umpluturi de anrocamente în ansamblu;

– determinări pe epruvete confecţionate, care caracterizează piatra ca varietate petrografică.

Odată cu generalizarea tehnologiei de execuţie în straturi vibrocompactate încercările pe anrocamente vrac au căpătat o importanţă tot mai mare. Aceste încercări se referă la: analize granulometrice, compresibilitate, rezistenţă la forfecare, absorbţie de apă, rezistenţă la gelivitate, rezistenţă la uzură [16].

Cele mai frecvente determinări pe epruvete de piatră sunt următoarele: rezistenţa la compresiune, greutatea volumetrică, absorbţia la presiune normală, absorbţia la presiune ridicată, greutatea specifică, rezistenţa la gelivitate, comportarea în apă (coeficientul de înmuiere), rezistenţa la forfecare, rezistenţa la şoc, rezistenţa la uzură, modulul de elasticitate (deformaţie) [16].

În legătură cu analizele granulometrice se subliniază modificarea continuă a compoziţiei granulometrice a anrocamentelor în procesul tehnologic de execuţie şi după punerea în operă. În acest sens sunt necesare analize granulometrice ale materialului în carieră aşa cum rezultă după explozii, analize după vibrocompactarea în straturi în corpul barajului, când se produc noi sfărâmări şi analize după terminarea construcţiei barajului pentru evaluarea gradului de zdrobire a rocii în punctele de contact datorită greutăţii straturilor de deasupra. În figura 5.23 sunt ilustrate curbele granulometrice realizate la mai multe baraje de piatră atât pentru prismele de piatră cât şi pentru zonele pământoase de etanşare şi de filtre inverse sau tranziţie.

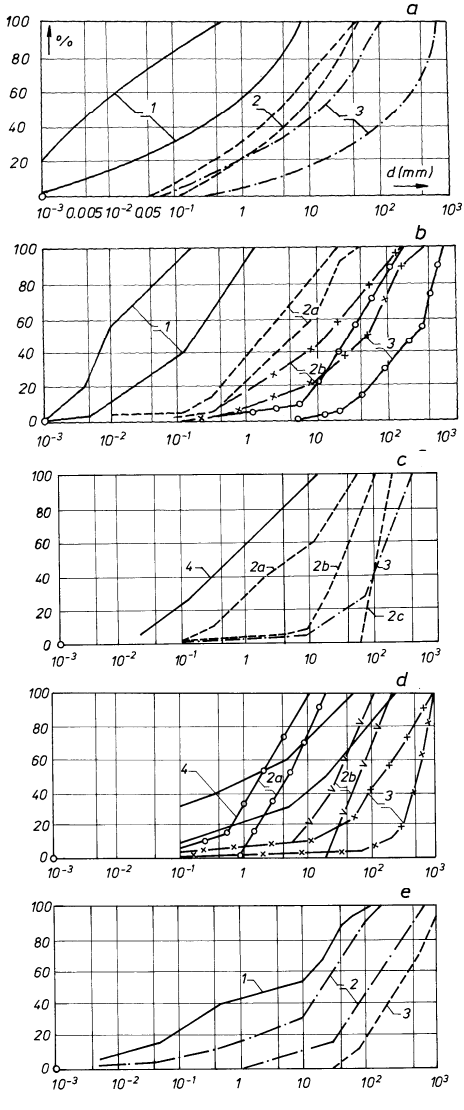


Fig. 5.23. Curbe granulometrice realizate la mai multe baraje de piatră: *a* - Vidra, *b* - Ciarvask, *c* - Trangslet, *d* - Mont Cenis, *e* - Galskaia; *1* - nucleu argilos, *2* - filtru, *2a, 2b, 2c* - zone de tranziţie, *3* - prisme de anrocamente, *4* - ecran din material de morenă.

Forţele de contact între blocurile de anrocamente de dimensiuni mari pot fi extrem de mari. Măsurătorile arată că în cazul unui efort total dat şi al unui rambleu constituit din blocuri de aceleaşi dimensiuni, forţele de contact între blocuri sunt proporţionale cu d^2, unde *d* este dimensiunea blocurilor.

Eforturile mari de contact produc sfărâmări ale proeminenţelor blocurilor care sunt în contact, generând tasări şi creşteri ale conţinutului de parte fină în curbele granulometrice ale anrocamentelor din corpul barajului. Păstrarea părţilor fine care rezultă prin vibrocompactare, limitând îndepărtarea lor prin jeturi

puternice cu apă aşa cum s-a procedat la barajele mai vechi, are efecte pozitive de reducere a eforturilor excesive de contact între blocurile mari [18].

Modulii de compresibilitate ai umpluturilor de anrocamente depind de tipul de rocă, granulometria rocii, grosimea stratului la punerea în operă, modul de compactare. Datele măsurătorilor de la mai multe baraje indică pentru modulii de compresibilitate valori între 21...150 MPa, valorile lor crescând în adâncime (odată cu creşterea presiunii verticale). Totodată trebuie remarcat că unghiul de frecare interioară al anrocamentelor descreşte progresiv şi moderat în raport cu creşterea presiunii. Încercări în aparatul de compresiune triaxială efectuate de Charles şi Wats (1980), pentru patru categorii de roci şi presiune laterală de maximum 0,7 MPa au stabilit următoarea relaţie statistică a rezistenţei la forfecare (τ) a anrocamentelor:

$$\tau = A\,(\sigma')^b\,, \qquad (5.1)$$

unde σ' este efortul vertical, iar A şi b constante depinzând de tipul de anrocament. În tabelul 5.7 se dau valorile lui A şi b pentru patru categorii de rocă, atunci când τ şi σ' se exprimă în kN/ m^2.

Tabelul 5.7

Denumirea coeficientului (relaţia 5.1)	**Tipul de rocă**			
	Bazalt	**Gresie**	**Sisturi**	**Sisturi slabe**
A	4,4	6,8	5,3	3,0
b	0,81	0,67	0,75	0,77

Valorile curente admise în calcule ale unghiului de frecare interioară a anrocamentelor (φ) variază între 35 şi 50°. Unele exemplificări se prezintă în tabelul 5.8.

Tabelul 5.8

Denumirea barajului	**Înălţime [m]**	**Tipul materialului încercat - Dimensiuni ϕ**	**Unghi de frecare interioară φ**
Furnas	119	Cuarţit ϕ 2,5...10 mm	34°
		Cuarţit ϕ 10 mm	39°
		Cuarţit ϕ < 25 mm	42°
Miboro	124	Granit	38°

Tabelul 5.8 (continuare)

Denumirea barajului	**Înălţime [m]**	**Tipul materialului încercat - Dimensiuni ϕ**	**Unghi de frecare interioară φ**
Gepatch	150	Gnais neomogen	45°
Cuga	54,50	Calcar	45°...60°
El Infiernillo	147	Bazalt, gnais granitic	32°...37°
Ambuklao	131	Diorit	40°...45°

South Holston	86	Gresie	45°
Baraj - România		Granit andezitic ϕ 3...50mm	43°...44°
Baraj - România		Gnais ϕ 3...50 mm	38°
Baraj - România		Calcar ϕ 5...50 mm	46°...48°
Baraj- România		Dacit ϕ 5...50 mm	37°...44°

5.2.2. Materiale argiloase pentru etanşări

Pământurile considerate satisfăcătoare pentru realizarea unor nucleie sau ecrane de etanşare a barajelor trebuie să îndeplinească următoarele condiţii de bază:

– procentele de fracţiuni fine de argilă (d < 0,005 mm) din material trebuie să se înscrie între 10...70% (v. fig. 5.23);

– coeficienţii de permeabilitate se recomandă a fi cuprinşi între $1 \cdot 10^{-5}$ ... $5 \cdot 10^{-6}$ m/s;

– materialul trebuie să nu conţină humus, săruri solubile, rădăcini.

În practică aceste materiale pot proveni din cariere de argile nisipoase şi prăfoase (inclusiv loessuri), argile, argile cu pietrişuri sau fragmente de roci, grohotişuri şi deluvii de pantă cu conţinut corespunzător de parte fină.

Argilele prăfoase cu granulometria din figura 5.24 se folosesc în mod curent pentru etanşarea barajelor. Ele au în general umidităţi între 10...14% şi greutăţi volumometrice în stare uscată între 12...14 kN/m^3. După compactare ajung la coeficienţi de permeabilitate $k = 10^{-6} ... 10^{-7}$ cm/s, parametri de forfecare tgφ = 0,35...0,45, coeziune $c = 0{,}5 ... 1{,}0$ daN/cm^2. Tasarea suplimentară după inundare (prăbuşire) nu este semnificativă, structura lor naturală fiind distrusă după compactare.

Argilele cu conţinut ridicat de circa 70% fracţiune sub 0,005 mm (curba 1 din fig. 5.24) pot fi folosite luând în consideraţie însă lucrabilitatea lor anevoioasă (din cauza lipirii de utilajele de transport, împrăştiere, compactare), stabilitatea mai redusă, riscurile apariţiei unor presiuni excesive a apei în pori, de umflare şi contracţie. Aceste materiale au umiditatea de 22...24%, greutăţi volumo–metrice în stare uscată 17-18 kN/m^3, unghi de frecare interioară φ = 11°...14°, coeziune $c = 0{,}4$ daN/cm^2, coeficient de permeabilitate $k = 10^{-8}$ cm/s.

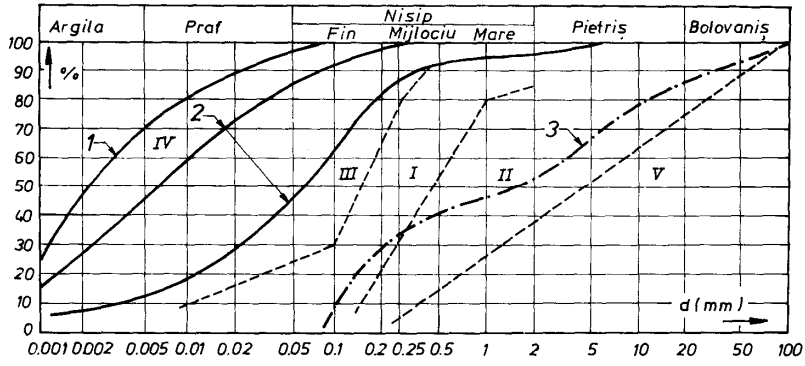


Fig. 5.24. Granulometria diferitelor tipuri de roci ce pot fi folosite la execuţia corpului barajelor: *1* - argile grase, *2* - prafuri argilo-nisipoase, *3* - pietrişuri cu nisip, I, II, III, IV, V - delimitarea şi gruparea în ordinea calităţii a materialelor potenţial disponibile în depunerile prin hidroemcanizare.

Argilele cu pietrişuri şi fragmente de roci (deluvii, aluvii) în care fragmentele au $d_{\max} = 120$ mm, iar conţinutul în fracţiuni peste 2 mm sub 50% pot constitui un material de construcţie corespunzător pentru baraje omogene de înălţime medie sau elemente de etanşare în baraj. În timpul compactării acestor materiale pot apare tendinţe de segregare şi de neuniformitate a coeficientului de permeabilitate ($k = 10^{-5}...10^{-7}$ cm/s).

Teste cuprinzătoare în laborator şi pe piste experimentale trebuie să stabilească relaţiile caracteristice între gradul de umiditate, grosimea stratului, tipul de utilaj compactor, numărul de treceri ale utilajului de compactare şi greutatea volumetrică şi permeabilitatea materialului depus.

În multe cazuri pământurile în stare naturală nu îndeplinesc în totalitate caracteristicile necesare pentru folosirea lor în elementele de etanşare a barajelor. În asemenea cazuri apare necesară corectarea caracteristicilor materialului în stare naturală.

Corectările de granulometrie se pot realiza prin adăugarea de sorturi deficitare. Asemenea corectări se pot face prin operaţii de descărcări-încărcări în depozite de materiale sau amestecări mecanice în malaxoare (după o tehnologie asemănătoare cu cea de preparare a betonului). Materialul pentru nucleul de etanşare a barajului Siriu s-a obţinut dintr-un amestec de argilă locală foarte etanşă în stare de consistenţă plastic-vârtoasă şi balast (fig. 5.25). În elaborarea tehnologiei s-a avut în vedere utilizarea argilelor cu un grad ridicat de umezire pentru favorizarea amestecului intim. Raportul între greutăţile în stare uscată a argilei şi balastului a variat între 1/4...1/3, pentru obţinerea unui material cu schelet granular obturat cu material fin şi cu umiditatea cuprinsă între 8...12%, pentru a se înscrie în zona umidităţii optime de compactare. Amestecul s-a realizat prin căderi libere repetate ale celor două materiale puse în contact direct [20].

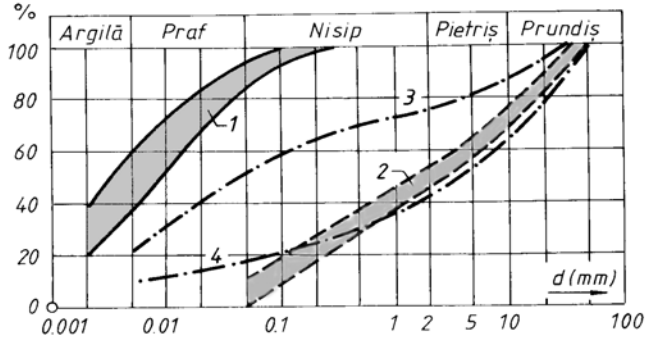


Fig. 5.25. Caracteristicile pământurilor utilizate pentru amestec în vederea obţinerii materialului care alcătuieşte nucleul barajului Siriu-Buzău: *1* - argilă pentru amestec, *2* - balast pentru amestec, *3* - baraj Nurek limita inferioară material din nucleu, *4* - baraj Nurek limita superioară material din nucleu.

Nucleul de etanşare a barajului Göscheneralp ($H = 155$ m, Elveţia) (fig. 5.26) s-a realizat din nisip de morenă cu adaos de bentonită în proporţie de 4%. În fosta Germanie de Est prin adăugarea unor substanţe chimice în amestecul de pământ s-a realizat un material numit hydraton, cu proprietăţi excelente de etanşeitate ($k \approx 10^{-8}$ cm/s), rezistenţă mare la tăiere şi lucrabilitate deosebită. Barajul Kranzahl are elementul de etanşare realizat din hydraton [5].

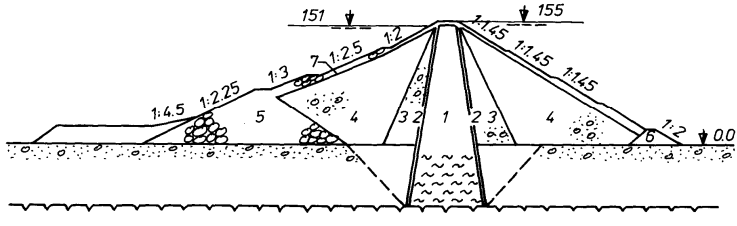


Fig. 5.26. Profil transversal prin barajul Göscheneralp (Elveţia): *1* - nucleu din nisip de morenă cu 4% adaos bentonită, *2* - filtru invers, *3* - aluviuni, *4* - deluviu cu d_{max} = 25 cm, *5* - anrocamente cu d_{max} = 75 cm, *6* - prism de drenaj, *7* - protecţie din anrocamente.

Alt aspect este în legătură cu umiditatea materialului pus în operă care este recomandabil să se situeze în domeniul $\pm$ 2% în raport cu umiditatea optimă. Dacă materialul este prea uscat, deficitul de apă se poate adăuga în staţii de udare a materialului înainte de punerea în operă, la compactare sau în carieră, ultima soluţie fiind mai indicată. Adăugarea apei în carieră prin aspersiune sau inundare se face cu câteva luni înainte de săpare pentru a se asigura o umezire uniformă.

Dacă materialul în carieră depăşeşte umiditatea admisă, exploatarea lui se face pe suprafeţe întinse şi în straturi de grosime mică, creind astfel posibilităţi de evaporare a apei din sol, sau se sapă şanţuri de drenaj, cu 6...12 luni înainte de exploatarea stratului.

În alegerea materialelor pentru elementul de etanşare a barajului trebuie să se considere fenomenele de interacţiune cu celelalte părţi din baraj. În nucleele pământoase ale barajelor înalte se recomandă să se includă un schelet mai rigid pentru limitarea "efectului de atârnare al nucleului" produs prin bolţile de descărcare în prismele laterale mai rigide. Pentru exemplificare, în figura 5.27 sunt ilustrate curbele granulometrice ale materialului folosit în nucleul barajului Nurek ($H = 308$ m). Deşi în zonă se găsea din abundenţă o argilă lutoasă foarte etanşă folosită cu succes pentru baraje de înălţimi mici, în nucleul barajului Nurek s-a preferat o argilă rocoasă în care fragmentele de rocă cu dimensiuni mai mari de 5 mm constituiau 50...80% din material. Acest material are o permeabilitate relativ scăzută şi capacitate de "autoreparare" în cazul apariţiei unor fisuri.

O problemă particulară apare în cazul argilelor dispersive. Aceste argile etalează sensibilitate de dispersare în apă proaspătă. Astfel de argile pot fi folosite pentru etanşarea barajelor dar în elemente mai groase, astfel încât viteza de infiltraţie prin elementul de etanşare să nu depăşească 10^{-6} cm/s. Nucleul barajului Bungal (Australia) format din argile dispersive derivate din rocă Ordiviciană descompusă a încorporat la faţa aval o zonă în care în material s-a adăugat 1,5% oxid de calciu (lapte de var). Măsura a avut scopul de a preveni înfiltraţiile datorate unor posibile dispersii [3].

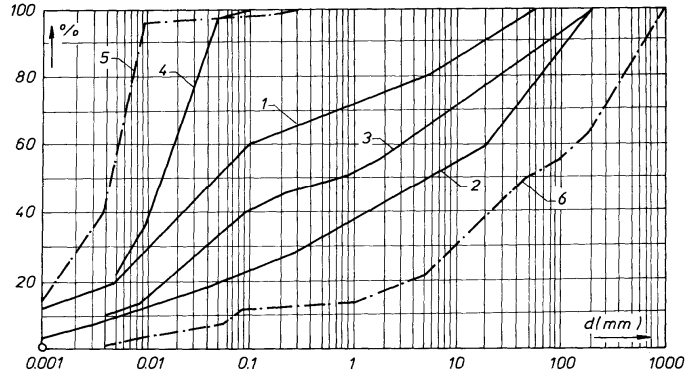


Fig. 5.27. Barajul Nurek - Curbe granulometrice analizate pentru materialul din nucleu: *1, 2* - limitele inferioară şi superioară ale argilei rocoase folosite la nucleu, *3* - curba medie a argilei rocoase din nucleu, *4* - curba lutului din zonă, *5, 6* - domeniul de variaţie al curbelor de pietriş argilos din carieră.

5.2.3. Materiale pentru filtre inverse

Filtrele inverse sunt alcătuite din unul sau mai multe strate de nisip-pietriş cu mărimea granulelor crescătoare în sensul de curgere a apei de infiltraţie.

În corpul barajelor filtrele pot îndeplini mai multe funcţiunui. În cazul barajelor de pământ omogene, filtrele pot fi dispuse sub formă de straturi drenante

în treimea sau sfertul aval al barajului, pentru coborârea curbei de infiltraţie din corpul barajului.

În cazul barajelor cu nucleee de etanşare pământoase, filtrele se aşează de o parte şi de alta a nucleului. Ele au rolul de a proteja nucleul împotriva antrenării materialului, filtrul aval pentru cazul de regim staţionar, filtrul amonte pentru cazul golirii rapide a lacului.

În cazul umpluturilor pe fundaţii argiloase, filtrul de contact cu terenul de fundare are rolul de a accelera procesul de consolidare a materialului argilos.

Un filtru invers trebuie să îndeplinească următoarele două condiţii de bază [21], [22]:

– condiţia de protecţie, prin care filtrul trebuie să împiedice antrenarea particulelor din materialul protejat;

– condiţia de permeabilitate, prin care filtrul trebuie să fie capabil să primească şi să conducă întregul debit drenat, fără creşterea presiunii apei.

În cazul filtrelor alcătuite din mai multe straturi, în succesiune pe direcţia de curgere a apei, fiecare strat are rol de protecţie pentru materialul din stratul anterior. Astfel, cu excepţia ultimului strat, care este numai filtru, oricare alt strat este succesiv filtru şi material protejat. Ultimul strat al filtrului (cel mai grosier) este prevăzut uneori cu tuburi de colectare şi evacuare a apei drenate.

Diversele recomandări din literatură (criteriile Terzaghi, U.S. Army Corps of Engineers ori U.S. Bureau of Reclamation) privind granulometria filtrelor nu sunt pe deplin convergente şi ele au fost stabilite numai pe baze experimentale. Dacă se notează cu d, diametrele caracteristice ale granulelor din stratul protejat şi cu D pe cele din filtre, conform criteriului U.S. Bureau of Reclamation trebuie îndeplinite următoarele restricţii:

– filtre alcătuite din materiale monogranulare (coeficient de neuniformitate $U = \dfrac{D_{60}}{D_{10}} = 3....4$):

$$5 \le \frac{D_{50}}{d_{50}} \le 10; \tag{5.2}$$

– filtre alcătuite din particule rulate:

$$12 \le \frac{D_{50}}{d_{50}} \le 58; \qquad 12 \le \frac{D_{15}}{d_{15}} \le 40; \tag{5.3}$$

– filtre alcătuite din particule colţuroase (de concasaj):

$$9 \le \frac{D_{50}}{d_{50}} \le 30;$$
$$6 \le \frac{D_{15}}{d_{15}} \le 18. \tag{5.4}$$

În relaţiile (5.2)...(5.4), d_{15} şi d_{50} reprezintă diametrul ochiurilor sitei prin care trec 15% şi respectiv 50% din greutatea tuturor particulelor materialului protejat, iar D_{15} şi D_{50} au aceeaşi semnificaţie pentru particulele filtrului. În figura 5.28 este ilustrat un exemplu de alegere a unui filtru invers alcătuit din particule rulate, după criteriul U.S. Bureau of Reclamation. La fel ca în figura 5.24 în care s-au ilustrat granulometriile diverselor materiale folosite în alcătuirea profilelor unor baraje din materiale locale, se constată că practic filtrul trebuie să aibă curba granulometrică cât mai paralelă cu curba granulometrică a materialului protejat.

Protecţia unui material argilos ar putea necesita un filtru alcătuit din particule foarte fine şi în continuare o succesiune pretenţioasă de straturi filtrante, greu de realizat în practică. De aceea în practică se acceptă anumite compromisuri. De exemplu din materialul nucleului alcătuit din morene glaciare (argilă cu bucăţi de rocă) al barajului LG-3 s-a considerat numai matricea sa, adică fracţiunile care au trecut prin sita de 6,35 mm. Matricea a fost materialul protejat (*d*) împotriva antrenării în prismele de anrocamente ale barajului, materialul din filtru (*D*) îndeplinind următoarele restricţii [23]:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \le 5 \quad \text{pentru a preveni antrenarea particulelor fine}$$

şi: (5.5)

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} \ge 5 \quad \text{pentru a asigura o permeabilitate satisfăcătoare a filtrului.}$$

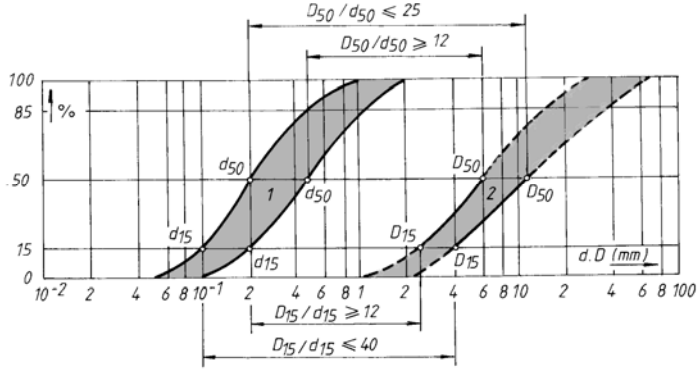


Fig. 5.28. Alegerea unui filtru din materiale rulate, conform criteriilor U.S. Bureau of Reclamation.

Criteriul aplicat la barajul LG-3 este similar cu criteriul Terzaghi, cu particularitatea că s-a considerat numai matricea materialului care trebuia în ansamblu protejat.

În prescripţiile pentru alegerea materialului pentru filtru la barajul LG-3 s-au introdus de asemenea, restricţii pentru dimesiunea maximă (limitată la $75\ \text{mm}$) şi minimă (maximum 5% fracţiuni sub 0,074 mm) a particulelor şi de absenţă a discontinuităţilor în curba granulometrică. Filtrul s-a realizat din nisip-pietriş natural de râu. Filtrul a fost la rândul său protejat cu un material de concasaj, cu rol de tranziţie către prismele de anrocamente, rezultat după reglarea fălcilor concasoarelor la 100 mm deschidere.

În scopul creşterii capacităţii filtrului alăturat unui nucleu argilos de etanşare de a urmări tasările nucleului, sensibil mai mari decât ale prismelor şi evolutive în timp datorită consolidării, se recomandă ca acest prim filtru să fie realizat din particule rulate (nisip de râu).

Apa de infiltraţie prin argile produce un proces de floculare, cele mai fine particule care trebuie reţinute de filtre fiind flocoanele de argilă. Plecând de la această constatare Vaughan şi Soares (1981) au propus o concepţie nouă de proiectare a filtrelor. Ea se bazează pe considerarea relaţiei existente între permeabilitatea unui filtru (k) şi dimensiunea porilor săi (d). Dimensiunea admisă a porilor nu trebuie să depăşească dimensiunea flocoanelor de argilă care se formează prin infiltraţia apei. Autorii propun relaţia :

$$k = A d^{x} \tag{5.6}$$

unde k este permeabilitatea filtrului în m/s, d - dimensiunea particulei care trebuie reţinută în μm, A şi x - parametri stabiliţi experimental.

Teste efectuate pentru mai multe baraje din Marea Britanie au condus la următoarele valori: $A = 6{,}1 \cdot 10^{-6}$, $x = 1{,}42$. Testele pentru barajul Ardingly au stabilit dimensiunile flocoanelor $d = 6...15\ \mu\text{m}$. Considerând pentru d o valoare medie de $10\ \mu m$ rezultă $k = 1{,}6 \cdot 10^{-4}$ m/s. Un nisip natural de granulometrie medie cu $D_{50} = 0{,}4\,\text{mm}$, $D_{15} = 0{,}23\,\text{mm}$ şi având $k = 0{,}9 \cdot 10^{-4}$ m/s a fost folosit ca material pentru filtru.

Materialele sintetice nu sunt considerate în acest stadiu ca materiale corespunzătoare pentru filtre permanente în baraje. Prudenţa în utilizarea lor se datorează lipsei datelor privind performanţele pe termen lung ale unor filtre alcătuite din materiale sintetice [23].

5.2.4. Balast pentru prisme de rezistenţă

Balastul natural de râu este un material diferit de piatra exploatată din cariere dar în corpul barajelor ambele materiale se folosesc pentru prismele de

rezistenţă. În multe amplasamente balastul poate fi obţinut la un preţ de cost avantajos în raport cu piatra exploatată din cariere. Uneori în corpul barajului se prevăd zone atât din balast cât şi din piatră (fig. 5.29).

Măsurătorile au arătat că modulii de compresibilitate ai unui balast compactat sunt de 5...10 ori mai mari decât ai anrocamentelor compactate şi de circa 40 ori mai mari decât ai anrocamentelor depuse prin aruncare în trepte. Astfel modulii de compresibilitate pe verticală ai balastului din prismele barajelor Oroville şi W.A.C. Bennett, determinaţi prin măsurători în timpul construcţiei au rezultat de 365 MPa şi respectiv 551...689 MPa. Balastul fiind alcătuit din granule rulate, fără colţuri sau cu colţuri rotunjite are, de asemenea, capacitate superioară în raport cu anrocamentele, de a suporta încărcări mari fără modificări în curba granulometrică. În acest fel se explică faptul că cele mai înalte baraje din lume (Rogunski, Nurek) au corpul alcătuit din prisme de balast.

Economicitatea balastului ca material de construcţie pentru baraje depinde în mare măsură de distanţa de transport. În România distanţa maximă dintre balastieră şi baraj se limitează la 2...3 km. Cota balastierei se recomandă a fi în zona cotei jumătăţii înălţimii barajului pentru o racordare optimă cu drumurile de acces pe baraj. În alte ţări s-au acceptat uneori şi distanţe de transport balastieră-baraj care au depăşit 10 km. De exemplu, balastul din prismele de rezistenţă ale barajului Oroville (SUA) a fost adus de la o distanţă medie de 14 km.

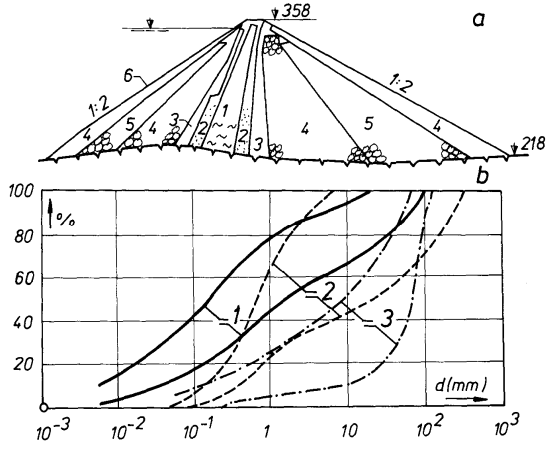


Fig. 5.29. Barajul de piatră şi pământ Utard 4: *a* - profil transversal, *b* - curbe granulo–metrice ale pământurilor din corpul barajului; *1* - nucleu din material de morenă, *2* - zonă de tranziţie din nisip cu pietriş şi mărunt de carieră, *3* - idem, *4* - piatră aruncată în straturi de 0,75 m, *5* - idem în straturi de 1,22 m, *6* - rip rap.

Cercetări preliminare aprofundate trebuie să precizeze condiţiile în care depozitul investigat poate fi utilizat ca material de construcţie pentru baraj. În acest sens trebuie stabilite condiţiile de amplasare şi exploatare a depozitului, proprietăţile fizico-mecanice şi tehnologice ale materialului, cantitatea, calitatea şi omogenitatea materialului exploatabil.

Metodele de prospectare şi exploatare a balastierelor în vederea extragerii materialului pentru prismele de rezistenţă şi filtre sunt similare cu cele folosite pentru obţinerea agregatelor de betoane.

În general, balastul folosit în prismele de rezistenţă este nesortat, folosindu-se integral tot materialul extras. Excepţie fac bolovanii şi pietrele cu dimensiuni foarte mari care depăşesc limita admisă pentru zona sau stratul respectiv. În figura 5.30 sunt prezentate curbele granulometrice ale materialelor din zonele de etanşare, tranziţie şi prisme de rezistenţă la barajele Oroville şi Nurek. De exemplu dimensiunile maxime ale particulelor admise la barajul Oroville ($H = 224$ m, fig. 5.31) au fost de 7,5 cm în zona nucleului (grosimea stratului după compactare 25 cm), 38 cm în zona de tranziţie şi 68 cm în zona prismelor de rezistenţă (grosimea stratului după compactare 61 cm).

La evaluarea cantităţii de material trebuie sa se ia în consideraţie şi dispo–nibilul provenit din excavaţiile care se fac pentru celelalte lucrări ale amenajării.

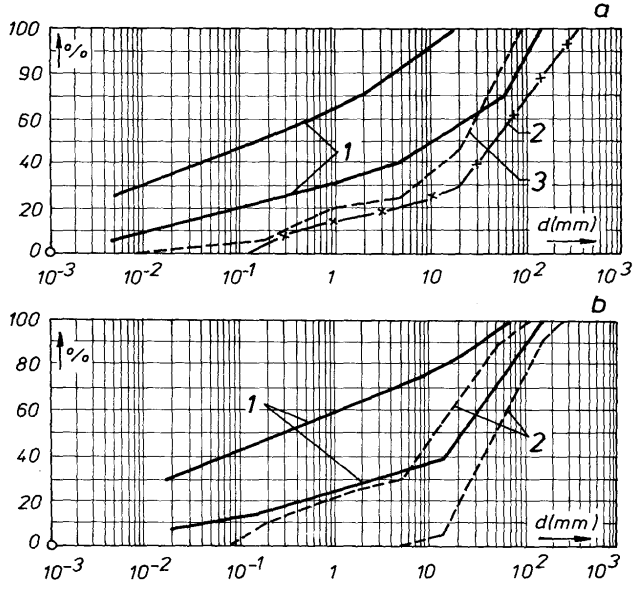


Fig. 5.30 Curbe granulometrice ale materialelor din corpul barajelor: *a* - Oroville, *b* - Nurek; *1* - nucleu, *2* - prisme de rezistenţă, *3* - zone de tranziţie.

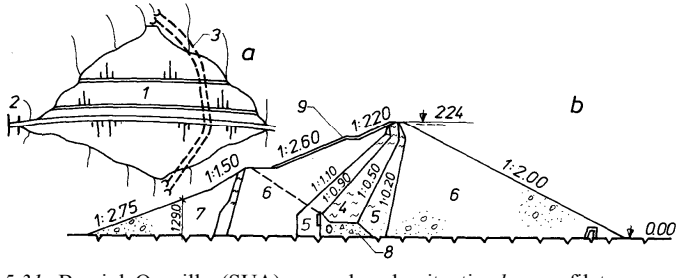


Fig. 5.31. Barajul Oroville (SUA): *a* - plan de situaţie, *b* - profil transversal tip; *1* - corp baraj, *2* – descărcător de suprafaţă, *3* - goliri de fund, *4* - nucleu de argilă, *5* - zone de tranziţie, *6* - aluviuni, *7* - batardou amonte, *8* - soclu de beton, *9* - rip rap.

De exemplu, barajul Garisson (SUA) cu un volum de umplutură de 57 milioane m^3, a fost realizat aproape în întregime cu materialele rezultate din excavaţiile aferente lucrărilor amenajării.

Balasturile monogranulare (coeficient de neuniformitate $U \leq 5$) sau nisipurile cu conţinut relativ ridicat de material fin (fracţiune sub 0,1 mm peste 5%), extrase de sub apă sau în condiţii de umiditate atmosferică ridicată nu se pot pune în operă, deoarece utilajele se înfundă şi nu pot circula pe suprafaţa lor. Pentru evitarea dificultăţilor menţionate mai înainte se pot lua următoarele măsuri:

– coborârea nivelului pânzei freatice în balastieră prin lucrări de drenare executate din timp;

– depunerea materialului excavat sub apă în halde intermediare pentru scurgerea apei înainte de punerea lui în operă.

Morenele, în ţările nordice şi cu relief alpin din Europa sunt folosite în mod frecvent ca materiale pentru prismele de rezistenţă. Ele se caracterizează prin mari neuniformităţi granulometrice cu blocuri de dimensiuni mari, aspect care a impus introducerea unor măsuri specifice privind modul de punere în operă. Astfel punerea în operă se face prin vibrocompactare în straturi de grosimi mari de 1..2 m şi chiar mai mult, după tehnologii similare cu cele pentru anrocamente. În prismele de rezistenţă ale barajului Göscheneralp s-au admis morene cu blocuri până la $1\,m^3$, iar grosimea straturilor vibrocompactate a fost de $2...4\,m$; la barajul Mattmark s-au admis în morene fragmente de 800 mm, iar la barajul Holjis fragmente de 600 mm.

Balastul curat sau slab argilos poate fi compactat în mod satisfăcător cu cilindri compactori pe pneuri, tăvălugi picior de oaie sau chiar prin circulaţia autobasculantelor dacă grosimea straturilor nu depăşeşte 35 cm şi echipamentele menţionate au greutăţi corespunzătoare (minimum 80...100 kN). Cele mai bune rezultate privind productivitatea se obţin însă prin folosirea cilindrilor netezi vibrocompactori. În acest ultim caz grosimea stratului poate creşte la 80...100 cm.

5.2.5. Utilizarea materialelor rocoase de calitate slabă

Folosirea în prismele de rezistenţă a unor roci de calitate slabă, roci alterate sau alte materiale care se găsesc din abundenţă în vecinătatea amplasamentului poate conduce la reduceri semnificative ale preţului de cost sau a duratei de execuţie a barajului. În ultima perioadă în toată lumea s-au accentuat preocupările în această direcţie. În categoria materialelor rocoase de calitate slabă sunt considerate marne, gresii, şisturi, argilite, calcare, în general materialele provenind din roci a căror rezistenţă la compresiune în stare saturată este mai mică de 15 MPa.

Realizarea în Federaţia Rusă a unor baraje importante din materiale rocoase de calitate slabă a permis obţinerea unei experienţe promiţătoare în acest

domeniu [24]. Astfel, barajul Izobilnenskaia ($H = 80$ m) cu panta amonte de 1:3,5 şi respectiv panta aval de 1:3 are prismul aval din marne argiloase şi prăfoase de Neocen cu incluziuni de stâncă rezistentă. Materialul a fost pus în operă în straturi de 45...50 cm grosime, compactat cu rulouri de pneuri . Greutatea volumetrică a materialului compactat a fost în medie de 21,8 kN/m^3, depinzând de curba lui granulometrică. Conţinutul optim de apă s-a situat între 8...10%,, iar numărul de treceri a compactorului pentru a se atinge greutatea volumetrică maximă a fost de 8...10.

Barajul Zagorskaia ($H = 50$ m) are un nucleu central din lut iar pantele amonte şi aval sunt de 1:3,5 şi respectiv 1:3,0. Amândouă prisme de rezistenţă ale barajului sunt constituite din marne argiloase cu circa 15...30% lut şi marne prăfoase. Extragerea rocii din carieră s-a făcut fără folosirea de explozivi, cu excavatoare şi buldozere. Compactarea s-a făcut în straturi de 25...35 cm cu rulouri netede de 100...200 kN greutate. Greutatea volumetrică a materialului compactat a fost de 18...22 kN/m^3, iar conţinutul de apă între 5,2...13,4%.

Barajul Yenakievskaia ($H = 26$ m) are mască de etanşare din lut, iar pantele amonte şi aval de 1:3,0 şi respectiv 1:2,5. Corpul barajului este constituit din şisturi argiloase şi nisipoase care au fost extrase dintr-o carieră sau au rezultat din excavaţiile de la descărcător, în ambele cazuri fără folosirea de explozivi. Compactarea în straturi de circa 30 cm grosime s-a făcut cu rulouri picior de oaie de 50 kN, numărul de treceri pe strat fiind variabil. Măsurătorile pe teren au arătat că în condiţiile variaţiei gradului de umiditate al materialului între 8...10%, greutatea volumetrică a materialului compactat a fost de 18,2...20,5 kN/m^3.

Curbele granulometrice ale materialului înainte şi după compactare au reliefat mari variaţii granulometrice datorate sfărâmării particulelor de material în timpul compactării. Astfel procentele de material fin (cu dimensiuni sub 2 mm) în curbele granulometrice au fost de 15% înaintea compactării şi 42% după compactare. În exploatare, după o perioadă de 1 an, prin procesul de alterare nu s-au remarcat modificări notabile în curba granulometrică, surprinzător au apărut chiar anumite creşteri ale procentelor de fracţiuni mai mari. Ele se explică prin cimentarea în granule mai mari a particulelor fine existente iniţial (fig. 5.32).

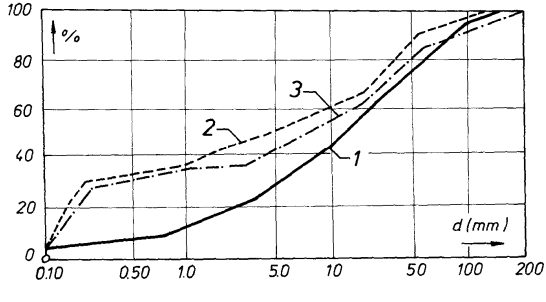


Fig. 5.32. Curbe granulometrice ale şisturilor din corpul barajului Yenakievskaia: *1* - înainte de compactare, *2* - după compactare, *3* - după o perioadă de alterare de un an.

Testele de laborator efectuate la instalaţia centrifugală privind tasările profilelor de baraje menţionate mai înainte au arătat că deşi deformaţiile maxime ajung la valori relativ mari de circa 9%, ele se consumă în cea mai mare parte în timpul construcţiei. După terminarea construcţiei tasările maxime pentru mate–rialul saturat nu depăşesc 1% din înălţimea barajului. Mărimea tasărilor este influenţată în principal de calitatea compactării exprimată prin valoarea greutăţii volumetrice, care se recomandă să nu coboare sub 19...20 kN/ m^3 .

Testele de permeabilitate au reliefat variaţia largă a coeficientului de permeabilitate în funcţie de curba granulometrică, natura petrografică şi gradul de compactare al materialului. Marnele argiloase cu incluziuni de nisip de la barajul Izobilnenskaia au coeficienţii de permeabilitate în domeniul 1 m/zi ... 10 m/zi. Materialul din corpul barajului Zagorskaia care conţine procente mai mari de argilită şi incluziuni de lut are coeficientul mediu de permeabilitate comparativ mai scăzut de 0,11 m/zi. Datele prezentate mai înainte confirmă posibilităţile de folosire a materialelor rocoase de calitate slabă în corpul barajelor. Aceste materiale prezintă curbe granulometrice bine gradate, caracteristici corespun–zătoare de stabilitate şi pot fi bine compactate.

5.3. Compactarea materialelor

5.3.1. Consideraţii generale

Prin compactare se urmăreşte creşterea greutăţii volumetrice uscate a unui material prin reaşezarea particulelor solide într-o stare mai densă datorită eliminării aerului şi apei din pori prin acţiuni mecanice exterioare.

În figura 5.33 sunt schiţate principalele metode de compactare: prin vibrare, prin cilindrare fără vibrare (compactare statică), prin batere. Compactarea prin vibrare (vibrocompactare) tinde să se generalizeze pentru punerea în operă a materialelor necoezive (anrocamente, balast) din corpul barajelor. Compactarea prin cilindrare se aplică în special pentru materialele argiloase. Compactarea prin batere se aplică izolat în zone de legătură (baraj-versanţi) sau în spaţii înguste, acolo unde nu pot fi aplicate primele două metode.

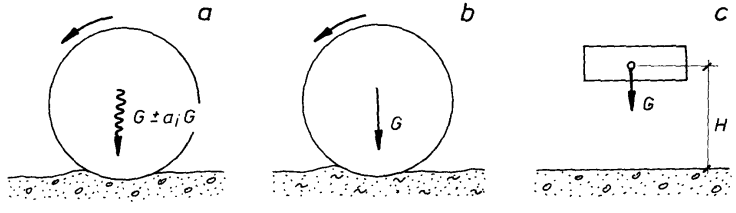


Fig. 5.33. Schematizarea principalelor metode de compactare:
a - prin vibrare, *b* - prin cilindrare fără vibrare (compactare statică), *c* - prin batere.

Echipamentele cele mai folosite pentru vibrocompactare sunt rulourile vibrante alcătuite de obicei din cilindri metalici netezi cu greutăţi de 30...110 kN, având în interior mecanismul generator de vibraţii, fixat de obicei pe axul de rotire al cilindrului. Frecvenţa vibraţiilor poate varia între 1000...5000 cicli pe minut, cel mai des 1500...1800 cpm, astfel încât să se obţină o eficienţă maximă a compactării prin intrarea în rezonanţă a ansamblului echipament de compactare-umplutură. În practică se folosesc de asemenea plăci vibratoare [25].

Compactarea statică se realizează cu cilindri netezi, cilindri picior de oaie, compactoare pe pneuri cu greutăţi de 30...500 kN şi care dezvoltă în teren presiuni de 2...7 daN/cm^2. Compactarea prin batere se realizează cu maiuri, plăci bătătoare grele, vibromaiuri.

Îndesarea materialelor depuse în corpul unui baraj este un proces îndelungat care cuprinde mai multe etape şi anume [26]:

– îndesarea prin aşternere în straturi şi circulaţia mijloacelor de transport (precompactarea);

– compactarea propriu zisă prin trecerea de un număr de ori peste strat a echipamentului compactor;

– îndesarea prin efectul greutăţii straturilor de deasupra celui considerat, prin înălţarea rambleului;

– îndesarea sub efectul încărcărilor utile din exploatare (presiunea apei, construcţii şi utilaje grele amplasate pe umplutură);

– îndesarea prin tasarea în timp sub sarcină constantă;

– îndesări cauzate de evenimente accidentale sau extraordinare (imer–sarea materialelor necoezive, acţiuni seismice).

În timpul compactării propriu-zise se recomandă să fie consumată o parte cât mai mare din capacitatea de îndesare a umpluturii (D_i). În scopul evaluării stării de îndesare a unei umpluturi s-a introdus parametrul grad de îndesare (D). Cei doi parametrii D_i şi D se determină cu relaţiile :

– capacitate de îndesare: $$D_i = \frac{e_{\max} - e_{\min}}{e_{\min}};$$

– grad de îndesare: $$D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}, \qquad (5.7)$$

unde: e este indicele porilor; $e = \frac{V_p}{V_s}$, cu V_p - volumul porilor şi V_s - volumul scheletelui solid al materialului; $e_{\max}$ - indicele porilor la acelaşi pământ în stare de afânare maximă; $e_{\min}$ - indicele porilor la acelaşi pământ în stare de îndesare maximă.

Aprecierea compactării se face în comparaţie cu o metodă de compactare etalon. În domeniul barajelor din materiale locale se utilizează metoda Proctor în variantele standard, normal sau modificat. Cea mai aplicată dintre variante este Proctor modificat sau AASHO după iniţialele asociaţiei American Association of State Highways Officials, care a propus procedeul în 1958. În cadrul procedeului se pot folosi trei tipuri de cilindri (cu diametre de 10, 15 sau 25 cm) în care materialul se depune în straturi tip şi se compactează după un procedeu standard prin batere cu maiul etalon (lucrul mecanic specific corespunde la 27 daNcm/cm^3). Fracţiunile mari ($d > 4{,}76$ mm în cazul cilindrului de diamteru mic şi $d > 19$ mm în cazul cilindrilor cu diametru mijlociu sau mare) sunt în prealabil îndepărtate din materialul de probă. În final rezultatele încercărilor se corectează pa baza datelor din literatură privind influenţa particulelor mari.

Exprimarea rezultatelor unor încercări privind diferite metode de compactare se face de obicei în procente faţă de compactarea standard "mod AASHO".

Trebuie subliniat că parametrii compactării depind într-o anumită măsură de metoda de compactare. Pentru exemplificare în figura 5.34 se prezintă pentru acelaşi material curbele de compactare greutate volumetrică în stare uscată (γ_d) - umiditate (w%) pentru aceeaşi energie de compactaj obţinute în testele Proctor standard şi Proctor modificat (AASHO). Dupa cum se poate remarca din figura 5.34, umiditatea optimă, adică acea umiditate la care consumând aceeaşi energie de compactaj se obţine o greutate volumetrică maximă, rezultă de 17% în testul Proctor standard şi de 14% în testul Proctor modificat [25].

Factorii care influenţează gradul de compactare se pot grupa în două categorii:

- factori care depind de material şi starea sa iniţială;
- factori care depind de modul de compactare.

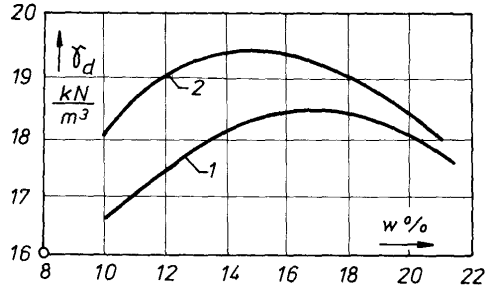


Fig. 5.34. Curbe de compactare $\gamma_d = f(w)$ pentru acelaşi material şi energie de compactaj constantă obţinută prin metode de compactare diferite: *1* - Proctor standard, *2* - Proctor modificat (AASHO).

Factorii principali care depind de material sunt următorii: compoziţia granulometrică şi mineralogică, gradul de neuniformitate al curbei granulometrice, forma particulelor, umiditatea de compactare, rezistenţa la sfărâmare a particulelor şi coeficientul de înmuiere.

Pământurile coezive în comparaţie cu cele necoezive necesită îndeplinirea anumitor condiţii suplimentare pentru realizarea calităţilor prescrise de compactare, condiţii care cresc în severitate odată cu mărirea conţinutului de argilă şi a plasticităţii. Compactarea pământurilor coezive trebuie să se facă în zona umidităţii optime cu abateri de $\pm 2\%$, necesitând adeseori lucrări costisitoare pentru corectarea umidităţii. Presiunile neutrale care apar în timpul compactării pot pune de asemenea probleme privind umiditatea la punerea în operă, ritmul de lucru etc. În schimb, pământurile necoezive sunt mult mai puţin sensibile la variaţiile de umiditate, sensibilitatea lor scăzând odată cu creşterea dimensiunilor fracţiunilor predominante şi dispărând practic în cazul anrocamentelor.

Mărimea gradului de neuniformitate (U_n) al curbei granulometrice influenţează direct calitatea compactării. Pământurile monogranulare cu $U_n < 3..4$ se compactează greu şi ating greutăţi volumetrice reduse. Creşterea lui U_n conduce la creşteri a lui γ_d în condiţii echivalente de energie de compactare. Valorile maxime se înregistrează la pietrişuri şi balasturi argiloase cu $U_n > 50$.

În figura 5.35 sunt ilustrate curbe de compactare în funcţie de umiditatea materialului la compactare (w%) şi energia de compactare aplicată (E). Se poate remarca dependenţa curbelor de compactare de umiditatea materialului şi cantitatea de energie de compactare.

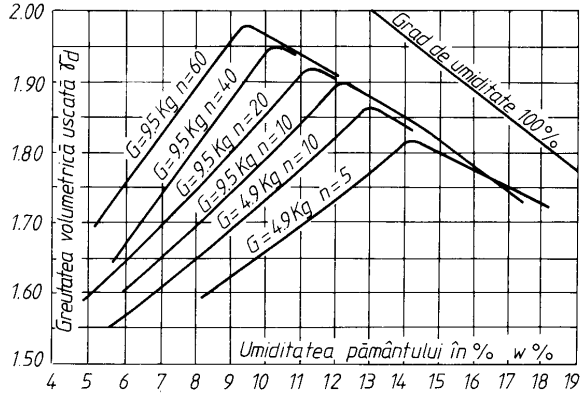


Fig. 5.35. Curbe de compactare $\gamma_d = f(w, E)$ (γ_d - greutate volumetrică în stare uscată, w - umiditate la compactare, E - energie de compactare consumată).

Curba limită a materialului saturat cu apă ($S_r = 1$) nu depinde de compactare şi se trasează direct funcţie de greutatea specifică a pământului (γ_s) şi porozitate ($n\,\% = \dfrac{V_p \cdot 100}{V_a}$, unde V_p este volumul porilor, iar V_a - volumul total aparent al pământului).

Relaţiile de calcul au forma :

$$\gamma_d = \gamma_s (1-n)$$

$$w\% = \frac{G_a}{G_s} \cdot 100 = \frac{n}{(1-n)\,\gamma_s}. \qquad (5.8)$$

Factorii care depind de natura, intensitatea şi modul de aplicare a acţiunilor mecanice sunt: cantitatea de energie de compactare specifică aplicată materialului (v. fig. 5.35), modul de aplicare a energiei de compactare (static, dinamic, pe timp scurt, pe timp îndelungat, prin încărcări repetate), aportul de apă la materialele foarte permeabile cu granulaţie mare (la care influenţa umidităţii proprii este neînsemnată iar coeficientul de scădere relativă a rezistenţei pietrei în stare saturată este destul de mare comparativ cu starea uscată), condiţiile de drenare a materialului compactat în special la materialele puţin permeabile.

În acord cu diagramele de compactare din figurile 5.34, 5.35 rezultă că pentru aceeaşi energie de compactare exceptând valoarea maximă ($\gamma_{d,\max}$), aceeaşi valoare γ_d se obţine pentru două umidităţi diferite ale materialului, una superioară şi alta inferioară umidităţii optime de compactare. Valorile γ_d identice nu conduc la concluzia că materialele respective sunt echivalente şi ca rezistenţă. Pământurile la care prin compactare s-a obţinut acelaşi γ_d la umidităţi mai mici, au capacitatea portantă mai mare decât cele cu umiditate mai ridicată. În acest scop, pentru a cunoaşte dacă pământul respectiv a fost compactat mai "uscat" sau mai "umed", pentru materialele cu granulometrii mici se măsoară rezistenţa la penetrare.

Rezistenţa la penetrare corespunde valorii rezistenţei pe care un pământ compactat o opune la introducerea unui corp de dimensiuni standardizate (de o anumită grosime), cu o viteză constantă, la o anumită adâncime. În figura 5.36 se prezintă relaţia între rezistenţa la penetrare şi umiditatea pământului.

În practică alegerea tehnologiei optime de compactare se face prin încercări pe piste experimentale.

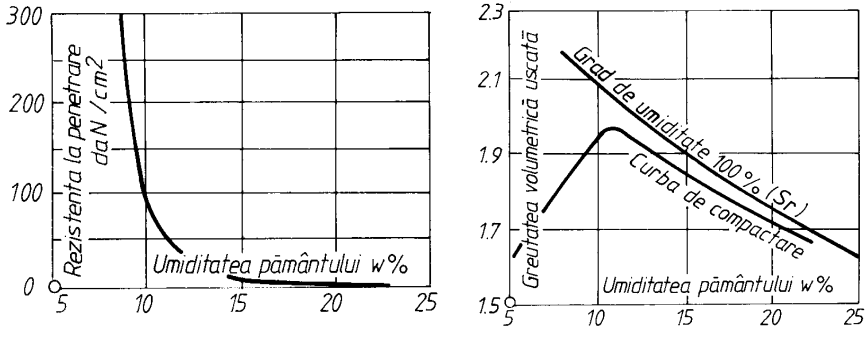


Fig. 5.36. Corelaţii între rezistenţa la penetrare, curba de compactare şi umiditatea materialului.

5.3.2. Compactarea materialelor necoezive

Compactarea materialelor necoezive (anrocamente, balast) se realizează la marea majoritate a barajelor moderne cu cilindri netezi vibratori. Pentru vibrocompactare pe straturi orizontale greutatea statică obişnuită a ruloului este de 100...160 kN, iar pentru compactare pe taluz greutatea obişnuită a ruloului este de 15 kN. Deoarece vibraţiile sunt induse prin rotirea unei contragreutăţi excentrice, compactarea efectivă se produce numai când ruloul se deplasează înainte.

Vibrocompactarea materialelor granulare are similitudini cu vibrarea betoanelor sub aspect fenomenologic. Factorul fundamental în procesul de compactare al materialelor granulare supuse vibraţiilor este reducerea considerabilă a frecării interioare a materialului. Prin vibrare materialul granular se fluidifică şi practic se reaşează în poziţii noi de echilibru stabil, în stare mai îndesată.

Măsurătorile au indicat că la materialele necoezive (nisip, pietriş, piatră concasată) rezistenţa la forfecare în timpul vibrării se reduce la 1...5% din rezistenţa la forfecare a materialului în condiţii de solicitare statică. În cazul materialelor cu proprietăţi coezive slabe (nisipuri prăfoase, prafuri) rezistenţa la forfecare se reduce la 20...30% din cea statică.

În figura 5.37 se ilustrează variaţia forţelor de contact între particulele unui material necoeziv supus acţiunii vibraţiilor. În stare de repaus, între particulele considerate există o forţă de contact K, corespunzând rezultantei dintre forţa normală N şi forţa tangenţială T pe suprafaţa de contact dintre particule. Prin vibraţii, pe contact apare o forţă dinamică pulsatorie $\pm P_d(t)$. Din combinaţia $K \pm P_d(t)$ pot rezulta momente când contactul între particule încetează temporar sau când forţa potenţială de frecare pe contact este depăşită de componenta tangenţială activă.

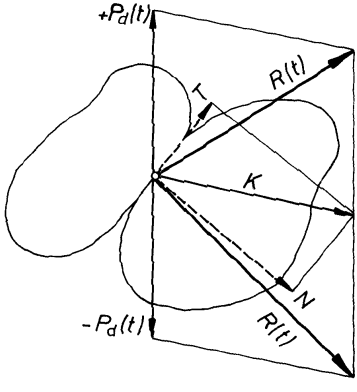


Fig. 5.37. Variaţia forţelor de contact între particulele unui material granular în timpul vibrocompactării.

Cazul al doilea este potenţat de faptul că frecarea internă a materialului se reduce mult datorită vibraţiilor. În consecinţă particulele se pun în mişcare şi se reaşează într-o poziţie mai îndesată. Forţa dinamică pulsatorie $P_d(t)$ este proporţională cu acceleraţia mişcării vibratorii. În acord cu încercările de laborator, anularea frecării statice dintre particule prin depăşirea forţelor de contact K de către $\pm P_d(t)$ se produce pentru acceleraţii $a = 1...2\,\mathrm{g}$. Dacă $a > 3\,\mathrm{g}$, frecarea statică este în întregime eliminată şi particulele materialului granular se reaşează datorită frecării cinetice, care este considerabil mai mică. În acest caz punctele de contact se modifică continuu, având loc translaţii, rotiri şi reaşezări ale particulelor. Efectul este identic, independent de modul în care se introduce în material efectul vibraţiei.

Amplitudinea vibraţiilor nu influenţează practic nici reducerea rezistenţei la forfecare în timpul vibraţiei, nici gradul de compactare (γ_d) (fig. 5.38). În schimb frecvenţa vibraţiilor şi mai ales acceleraţia lor aşa cum s-a menţionat mai înainte au influenţele cele mai importante.

Efectele pozitive maxime ale frecvenţei vibraţiilor, concretizate prin tasări mari şi compactări foarte bune se obţin la rezonanţă prin reglarea frecvenţei lor

(f) la frecvenţa proprie a ansamblului compactor-pământ (f_o). Bernhard şi Converse au stabilit experimental că obţinerea efectului de rezonanţă mai necesită ca forţa centrifugală a excentricului să fie de acelaşi ordin de mărime cu greutatea compactorului. Frecvenţa proprie a ansamblului compactor-pământ (f_o) variază cu gradul de compactare şi cu tipul de material.

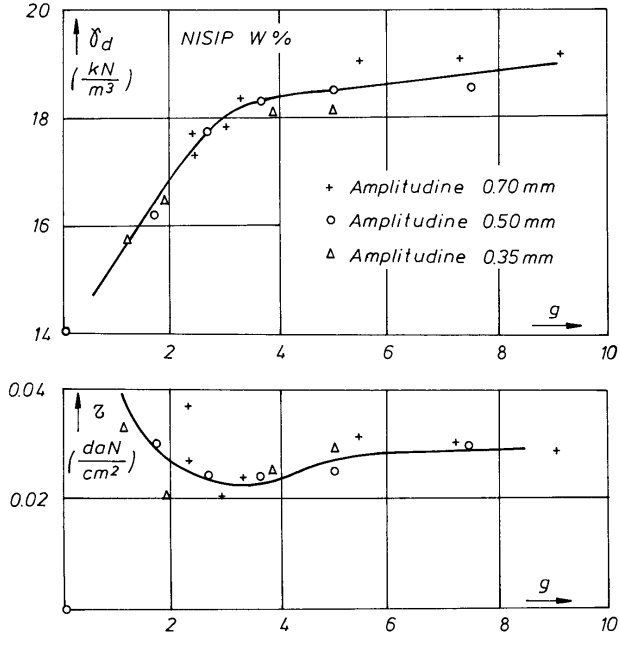


Fig. 5.38. Influenţa amplitudinii şi acceleraţiei vibraţiilor asupra gradului de compactare (γ_d) şi rezistenţei la forfecare (τ) pe durata vibraţiilor pentru nisip cu umiditate $w\% = 10\%$.

În procesul de compactare se produc amortizări ale vibraţiilor în principal datorită fenomenului de histerezis (amortizări structurale), deosebite de amortizările vâscoase care depind de vitezele de deformaţie de răspuns. În cazul unei mişcări vibratorii sinusoidale într-un mediu cu amortizări structurale factorul de amplificare dinamic (β_d) al caracteristicilor mişcării are forma (fig. 5.39) :

$$\beta_d = \frac{1}{\sqrt{\left[\left(\frac{f_0}{f}\right)^2 - 1\right]^2 + \left(\mu\frac{f_0}{f}\right)^2}}, \qquad (5.9)$$

unde μ este coeficientul de amortizare structurală.

Plecând de la observaţia că ramura descendentă a curbelor μ_d este mai lentă, în practică se recomandă ca f să fie puţin mai mare decât f_o. În majoritatea cazurilor din practică f_o = 1500...1600 cicli pe minut.

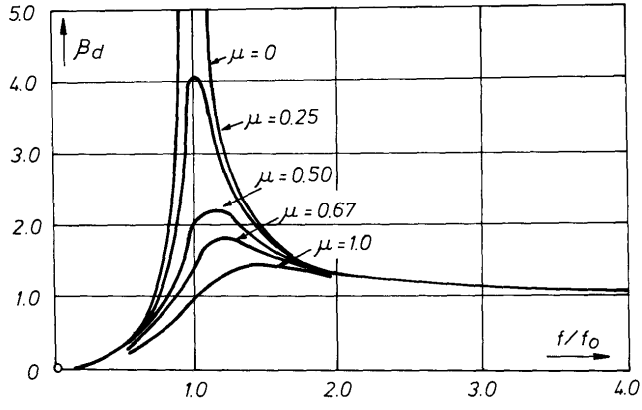


Fig. 5.39 Variaţia factorului de amplificare dinamic (β_d) cu coeficientul de amortizare structurală (μ) şi raportul f / f_o.

În legătură cu greutatea ruloului vibrator, se constată că în cazul materialelor necoezive gradul de compactare creşte direct proporţional cu greutatea vibrocompactorului până la o anumită valoare. Aceleaşi constatări sunt valabile şi pentru compactarea în adâncime. Greutatea utilajului poate fi mărită prin creşterea greutăţii tamburului vibrant (a masei vibrante) sau prin lestarea lui (adăugarea unei mase statice pe cadrul ruloului). Rezultatele din figura 5.40 pentru compactorul CH32 arată că efectul de compactare este mai ridicat dacă greutatea suplimentară se adaugă la cadru. Există un raport optim între greutatea tamburului vibrant/greutatea cadrului ruloului care trebuie studiat pentru fiecare tip de utilaj de compactare.

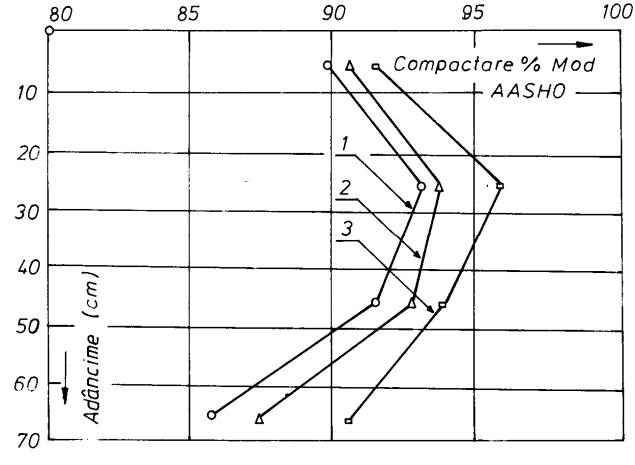


Fig. 5.40. Influenţa creşterii greutăţii utilajului asupra compactării în adâncime: *1* - rulou vibrant standard CH32; *2* - rulou vibrant CH32 cu greutatea tamburului mărită cu 800 kg; *3* - rulou vibrant CH32 cu greutatea cadrului mărită cu 800 kg.

Alţi factori care influenţează vibrocompactarea sunt numărul de treceri a utilajului de vibrocompactare, grosimea stratului de vibrocompactat, viteza de trecere a utilajului. Unele rezultate interesante se prezintă pentru balastul cu dimensiuni maxime de 400 mm folosit în prismele de rezistenţă ale barajului Nurek (fig. 5.41).

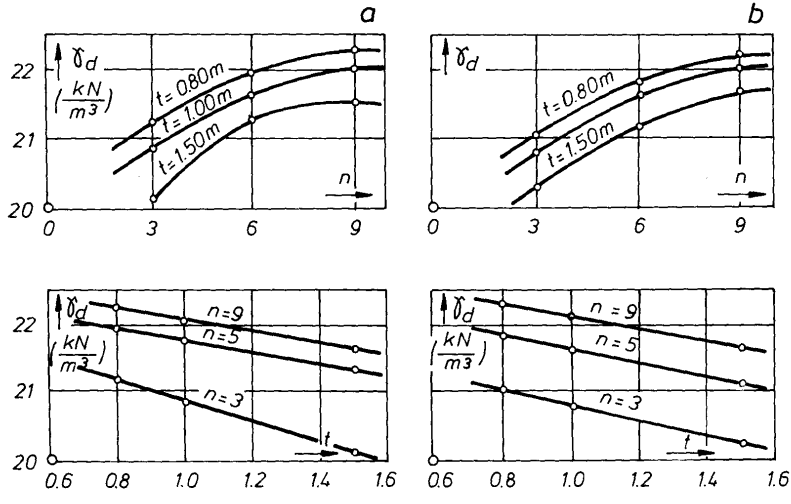


Fig. 5.41. Barajul Nurek - prismele de rezistenţa din balast: dependenţa între greutatea volumetrică uscată a materialului compactat (γ_d), grosimea stratului (t) şi numărul de treceri (n) a utilajului de vibrocompactare; *a* - vibrocompactor pe pneuri PVK-70E, *b* - idem SVK-50.

Se constată în exemplul prezentat că există un număr maxim de 9 treceri ale utilajului pe strat care conduce la compactarea maximă posibilă pentru grosimea respectivă de strat (γ_d = 22 kN/m^3). Grosimea straturilor de vibro–compactat a fost aleasă de 1 m. Soluţia cu straturi de 1,5 m ar fi necesitat vibrocompoactare mai grele şi mai puternice decât cele folosite (PVK-70 E şi SVK-50). Dacă în cazul compactării statice viteza de trecere a ruloului pe strat nu are practic influenţă asupra compactării, rezultatele sunt considerabil diferite în cazul compactării dinamice (fig. 5.42). Astfel în cazul unor viteze de trecere mai mici gradul de compactare corespunzător aceluiaşi număr de treceri este mai mare.

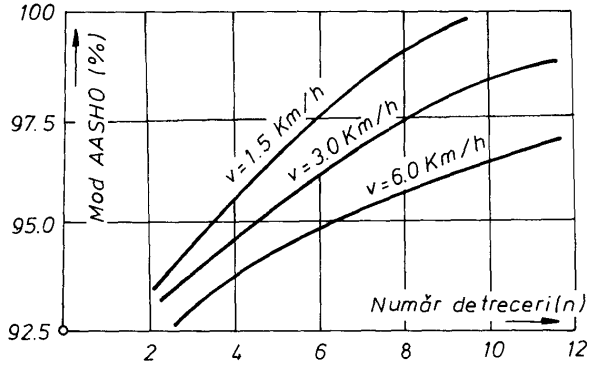


Fig. 5.42. Influenţa numărului de treceri şi vitezei de deplasare a vibrocompactorului asupra gradului de compactare.

În aceste condiţii poate fi determinată o viteză optimă de lucru care să corespundă productivităţii maxime a utilajului folosit în condiţiile obţinerii unui anumit grad de compactare. În practică viteza optimă de trecere se situează în domeniul 3...6 km/h.

Umiditatea materialelor necoezive are influenţe pozitive asupra compactării, facilitând alunecarea între particule şi reaşezarea lor în poziţii mai îndesate. Această afirmaţie este susţinută prin rezultatele din figura 5.43 privind compactarea prismelor de piatră ale barajului Ciarvaksk ($H = 147$ m). Materialele necoezive de tipul anrocamentelor, balastului şi chiar nisipurilor se caracterizează însă prin coeficienţi de permeabilitate ridicaţi, ele drenându-se rapid. În aceste condiţii efectul favorabil al umidităţii se obţine prin stropirea materialului compactat chiar în timpul compactării (consum mediu 0,4 m^3 apă/ m^3 piatră).

În legătură cu uniformitatea vibrocompactării, trebuie remarcat că în cazul rulourilor vibrante, compactarea la o anumită adâncime este considerabil mai bună decât la suprafaţă (v. fig. 5.40). S-a mai constatat că la suprafaţă, compactarea maximă se atinge după 1...2 treceri ale vibrocompactorului în timp ce în adâncime gradul de compactare creşte simultan cu numărul de treceri ale utilajului. Pe suprafaţa stratului, în zona imediat adiacentă ruloului vibrator în lucru, vibraţiile se transmit lateral producându-se o anumită afânare la suprafaţă a materialului.

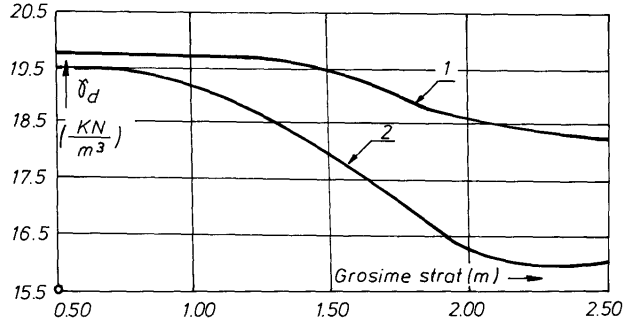


Fig. 5.43. Barajul Ciarvaksk - prismele de rezistenţă din piatră: dependenţa între greutatea volumetrică uscată a materialului compactat (γ_d) şi grosimea stratului; *1* - piatră udată, *2* - piatră uscată (număr constant de treceri a vibrocompactorului).

Gradul de neuniformitate al materialului influenţează afânarea superficială în sensul că materialele neuniforme ($U \geq 18...25$), având frecare interioară mai mare se afânează mai puţin. Afânarea superficială este însă anulată prin vibrocompactarea stratului imediat următor.

Soluţiile tehnologice privind punerea în operă a materialelor în corpul barajelor din materiale locale se definitivează pe bază de încercări pe piste experimentale. Indicaţiile din literatură trebuie confirmate de asemenea încercări, condiţiile specifice fiecărui amplasament putând avea influenţe mari asupra parametrilor tehnici şi economici ai diverselor soluţii.

5.3.3. Compactarea materialelor argiloase

Materialele argiloase se compactează în mod obişnuit cu compactoare picior de oaie cu sau fără dispozitive vibrante sau compactoare pe pneuri. În zonele neaccesibile compactorului, în mod curent se folosesc maiuri mecanice vibrante.

Parametrii tehnologici principali privind compactarea materialelor argiloase care alcătuiesc elementul de etanşare (nucleu, ecran) al barajelor din materiale locale sunt: presiunea specifică pe strat, grosimea stratului, numărul de treceri, umiditatea materialului la punerea în operă.

În cazul compactoarelor picior de oaie, presiunea specifică pe picior depinde de suprafaţa piciorului şi de greutatea ruloului. Rulourile picior de oaie sunt în general tractate, au diametrul de 1...2 m, greutate fără lest 15...60 kN şi greutate după lestare 30...120 kN. Forma şi dimensiunile picioarelor (camelor) sunt diverse. Camele în formă de trunchi de con cu baza mică pe sol dau rezultate bune în pământuri nisipoase. Camele cu talpa evazată dau rezultate bune în terenuri argiloase şi prăfoase.

Modul de compactare cu ruloul picior de oaie este deosebit de cel cu ruloul neted, datorită presiunilor foarte mari care se produc sub fiecare picior care calcă vertical pe teren. La primele treceri, picioarele străpung pe întreaga grosime stratul afânat (de compactat) ajungând până la partea superioară a stratului anterior. În această fază este posibil ca ruloul să rezeme parţial şi pe suprafaţa sa cilindrică, producând o uşoară compactare a stratului afânat. Concomitent se realizează o bună compactare a părţii superioare a stratului anterior prin presiunea mare dezvoltată la limita picioarelor. Treptat stratul superior devine mai dens şi începe să preia presiunile transmise sub picioare. După mai multe treceri picioarele se afundă numai 2...5 cm în stratul de compactat. Pe această grosime stratul rămâne necompactat şi se va compacta odată cu stratul următor. Pe baza celor prezentate mai înainte se recomandă ca înălţimea piciorului să fie egală cu grosimea stratului

înainte de compactare sau cel puţin 75% din această grosime. În practica curentă înălţimea picioarelor este de 15...18 cm.

Ataşarea unor dispozitive vibrante conduce la creşterea lucrabilităţii materialului argilos fără a avea efecte suplimentare de compactare. Vibrarea are efecte de reducere a coeziunii datorate frecării şi forţelor capilare. Vibrarea este folosită mai ales în cazurile când este necesar ca argila să devină foarte lucrabilă, să umple goluri mici şi să se omogenizeze. Prin vibrare se reduce însă capacitatea portantă a umpluturii şi apar dificultăţi legate de circulaţia pe strat a mijloacelor de transport şi a compactorului.

Numărul de treceri (n) în mod teoretic, trebuie să rezulte din acoperirea 100% a terenului cu picioarele tăvălugului şi se poate calcula orientativ cu relaţia :

$$n = \frac{A_l}{S_p} \cdot K \,, \tag{5.10}$$

unde: A_l este suprafaţa laterală a ruloului, S_p - suprafaţa totală a tălpii picioarelor ruloului şi K un coeficient de nesimultaneitate egal cu 1,0...1,3.

Experienţa practică a demonstrat că relaţia (5.10) este mult acoperitoare şi că o compactare bună se poate obţine cu un număr mai redus de treceri (8...10 treceri) (fig. 5.44). Numărul de treceri se determină pe piste experimentale şi depinde de caracteristicile utilajului, umiditatea materialului, grosimea stratului [27].

În cazul compactoarelor pe pneuri, procesul de compactare începe de la suprafaţa stratului şi se propagă traptat în adâncime pe măsura trecerilor repetate. Compactarea se produce prin presiunea statică a pneurilor pe suprafeţele de contact. Valoarea ei rezultă prin raportul între sarcina pe roată şi suprafaţa de contact a pneului cu terenul. Prin variaţia presiunii de umflare a pneurilor se poate varia în anumite limite suprafaţa de contact a pneului cu terenul. Dacă se notează cu p - presiunea specifică pe teren, P - sarcina pe roată şi s - suprafaţa de contact a pneului cu terenul, se poate scrie relaţia :

$$p = \frac{P}{s} = \mathrm{A}g + \mathrm{B}, \tag{5.11}$$

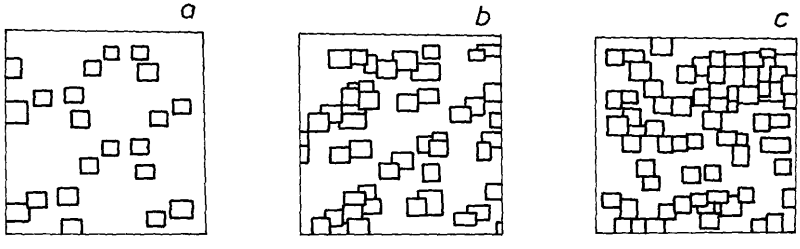


Fig. 5.44. Evolutia suprafeţelor călcate de picioarele ruloului picior de oaie funcţie de numărul de treceri: *a* - 4 treceri; *b* - 8 treceri; *c* - 16 treceri.

unde g este presiunea de umflare a pneurilor, iar A, B - coeficienţi care introduc influenţa rigidităţii anvelopei. Experimental s-a stabilit ca raportul între presiunea de umflare a anvelopelor şi presiunea specifică pe teren variază în limite destul de largi cuprinse între 0,60...1,40.

Presiunile specifice pe teren care asigură o bună compactare variază în limite destul de largi de la 4...5 daN/cm^2 pentru nisipuri şi balasturi argiloase slab coezive până la 6...8 daN/cm^2 pentru terenuri argiloase. Pe această bază se poate alege presiunea din pneuri care de obicei variază de la 2 at. pentru nisipuri până la maximum 6 at. pentru materiale coezive. La compactoarele moderne presiunea din pneuri poate fi reglată automat pe durata compactării stratului.

Grosimea stratului compactat poate varia între 20...60 cm în funcţie de tipul compactorului mai ales de greutatea lui şi natura terenului.

În cazul argilelor cu calităţi plastice pronunţate, influenţa greutăţii compactorului asupra eficienţei compactării devine nesemnificativă deoarece stratul se comportă ca o pernă elastică. De asemenea, trebuie evitată formarea crustelor şi apariţia fenomenului de *feuilletage* datorat supracompactării. Fenomenul de *feuilletage* apare atunci când straturile compactate succesiv au umidităţi diferite sau când presiunea specifică pe strat este excesiv de mare (mai mare de 21...28 daN/cm^2). Fenomenul constă în producerea unor fisuri sau suprafeţe de separaţie foarte plastice între straturile succesive care la compactare alunecă unul pe celălalt.

Aşa cum s-a mai menţionat (v. punctul 5.3.1), umiditatea materialului argilos la punerea în operă are un rol esenţial asupra calităţii compactării. În figura 5.45 se ilustrează dependenţa dintre greutatea volumetrică a materialului argilos compactat (γ_u), greutatea volumetrică în stare uscată (γ_d), porozitatea (n %) şi umiditatea (w%) materialului la punerea în operă. Din figură se poate remarca pentru materialul studiat că variind umiditatea dar menţinând constant modul de compactare, pentru umiditatea optimă de 12% se obţine γ_d maxim şi n minim. O problemă practică este de a stabili zona de umidităţi admise la punerea în operă a materialului argilos în raport cu umiditatea optimă. Recomandările în această problemă nu sunt convergente:

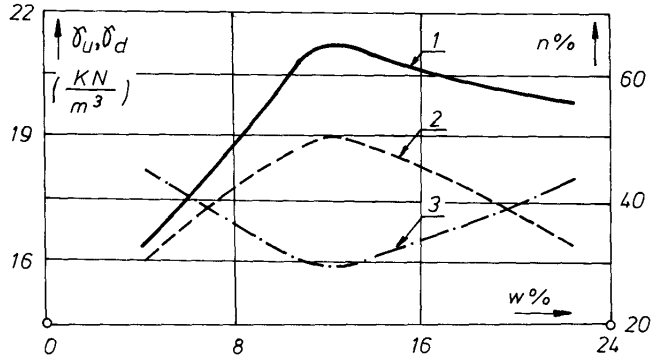


Fig. 5.45. Corelaţii în funcţie de umiditate la compactarea materialelor argiloase în ipoteza energiei de compactare constantă: *1* - greutate volumetrică (γ_u), *2* – greutate volumetrică în stare uscată (γ_d), *3* - porozitate (n).

– USBR (United States Bureau of Reclamation) recomandă punerea în operă cu umidităţi cu 1...2% mai reduse decât w_{optim} în vederea limitării riscului de apariţie a unor presiuni excesive a apei din pori;

– USACE (United States Army Corps of Engineers) în schimb recomandă punerea în operă cu umidităţi având 1...3% peste w_{optim} în scopul obţinerii unui material cu calităti plastice superioare la care riscul de fisurare ulterioară să fie mai redus.

Cercetări internaţionale au stabilit legături directe între riscul de fisurare şi umiditatea de punere în operă [28]. Astfel, pe baza unor încercări de încovoiere pe epruvete dreptunghiulare de argilă s-a stabilit valoarea deformaţiei specifice de întindere din încovoiere la care apare prima fisură. În mod sistematic epruvetele confecţionate din materiale puse în operă cu umidităţi mai mari cu 2...5% decât w_{optim} au atins deformaţii limită de fisurare $\varepsilon_f = 0{,}03$, mult mai mari decât în celelalte cazuri (fig. 5.46).

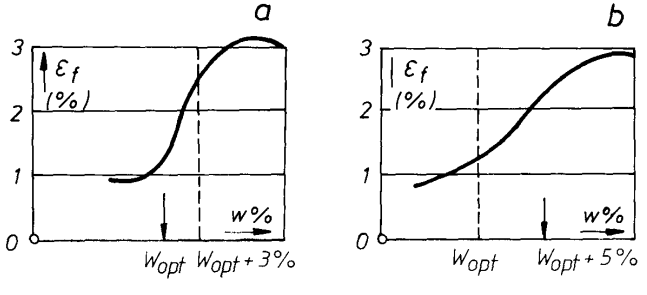


Fig. 5.46. Corelaţii între deformaţia de fisurare la întindere din încovoiere şi umiditatea la punere în operă a materialului argilos: *a* - cercetări în SUA, *b* - cercetări în Jugoslavia.

P. Londe [29] a stabilit o corelaţie statistică între umiditatea la punere în operă, indicele de plasticitate a argilei, tasarea coronamentului barajului, lungimea coronamentului şi riscul de fisurare a elementului de etanşare (fig. 5.47). Corelaţia a fost stabilită din analiza a 22 de baraje dintre care 6 prezentau crăpături transversale.

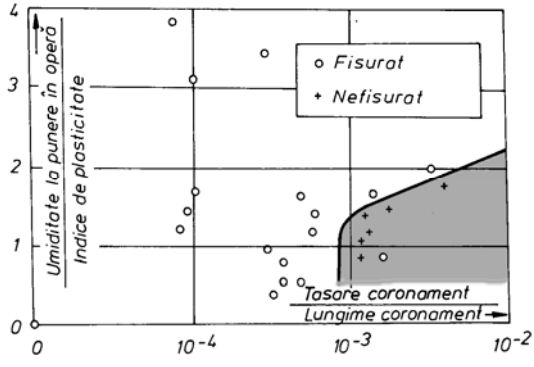


Fig. 5.47. Corelaţie statistică între caracteristicile argilei, tasarea la coronament, lungimea coronamen–tului şi riscul de fisurare (*după* P. Londe [20]).

5.4. Probleme de calcul la barajele din materiale locale. Stabilitatea taluzelor

5.4.1. Obiectivele calculelor şi cauzele cedărilor

Obiectivele de bază ale calculelor la un baraj din materiale locale şi în general la orice construcţie sunt următoarele [30]:

– evaluarea siguranţei structurii în raport cu o cedare totală sau parţială;

– analiza deformaţiilor structurii în raport cu cele limită tolerabile pentru o funcţionare şi exploatare normală a structurii.

Barajele din umpluturi, atât cele din piatră cât şi cele de pământ trebuie să reziste la condiţii de încărcare foarte diverse care apar pe durata construcţiei şi apoi în exploatare. Cedări totale ale barajelor au fost raportate în fiecare din stadiile menţionate mai înainte. În vederea evidenţierii cauzelor care au produs cedări, în tabelul 5.9 sunt ilustrate unele date statistice sistematizate din două surse independente: Middlebrooks (1953) şi Babb şi Mermel (1968).

Deşi statistica după Middlebrooks se bazează în principal pe baraje din SUA şi Canada, în timp ce statistica după Babb şi Mermel include cedări majore din întreaga lume, concluziile asupra cauzelor cedărilor sunt destul de apropiate.

Tabelul 5.9

Cauza cedării	După Middlebrooks (1953)		După Babb şi Mermel (1968)	
	Număr de cazuri inventariate	%	Număr de cazuri inventariate	%
Deversarea barajului	68	36,1	60	34,8
Infiltraţii concentrate	63	33,5	45	26,0
Infiltraţii permanente	25	13,3	29	16,8
În timpul sau imediat după terminarea construcţiei	23	12,2	25	14,4
Golirea rapidă a lacului	5	2,7	9	5,2
Pe durata primei umpleri	4	2,2	5	2,8
Total cazuri inventariate	188	100,0	173	100,0

Cea mai frecventă cedare este cauzată de deversarea barajului. Ea poate fi prevenită prin dimensionarea corespunzătoare din punct de vedere a capacităţilor de evacuare ale descărcătorilor şi prin alegerea unor gărzi de siguranţă ale coronamentului faţă de nivelele maxime din lac suficient de mari. Alte verificări se fac asupra tasărilor coronamentului la diverse combinaţii de încărcări cu deosebire

la cea care cuprinde cutremurul maxim credibil. Tasările maxime trebuie să fie mai mici decât gărzile de siguranţă.

Evaluarea siguranţei la cedare prin alunecare pentru condiţiile din timpul sau imediat după terminarea construcţiei, la infiltraţii permanente, la golirea rapidă sau la prima umplere a lacului se face de obicei după metodele specifice din mecanica pământurilor. Aceste metode bazate pe echilibrul limită exprimă siguranţa cantitativ prin factorul unic de siguranţă la alunecare. Mai recent s-au dezvoltat şi metode probabilistice de evaluare a siguranţei la alunecare. Metodele bazate pe echilibrul limită nu pot însă furniza un tablou al amplitudinilor şi distribuţiilor deformaţiilor din corpul barajului asociate cu diferite condiţii de încărcare. Aceste informaţii pot fi obţinute numai prin metoda elementelor finite care poate fi utilizată şi pentru determinarea factorului de siguranţă la alunecare.

Infiltraţiile concentrate, ca o cauză a cedării, sunt la originea a circa 30% din cazurile inventariate. Infiltraţiile concentrate au caracter progresiv, uzual se dezvoltă în lungul unor căi preferenţiale. Ele pot fi :

– zone mai slabe din umplutură, ca suprafeţele de contact între umplutura de pământ şi fundaţie, conductele de beton care traversează corpul barajului etc.;

– crăpături provocate de eforturi efective de întindere din corpul barajului care au depăşit capacitatea de rezistenţă a materialelor.

Susceptibilitatea apariţiei unor infiltratii concentrate nu poate fi evaluată în general prin analize numerice. Ea poate fi minimizată prin măsuri constructive specifice şi prin supravegherea construcţiei. Analiza stării de deformaţii şi eforturi în sistemul baraj-fundaţie este însă de mare importanţă pentru a evidenţia zonele cele mai periculoase pentru apariţia acestor fenomene. Această afirmaţie a fost pe deplin confirmată spre exemplu de studiile asupra fenomenului de fracturare hidraulică [30].

În figura 5.48 este prezentată o schemă a calculelor uzuale inclusiv a ipotezelor de calcul specifice barajelor din materiale locale. Poate fi remarcată atât diversitatea calculelor cât şi dificultatea unora dintre ele. Barajele din materiale locale se dovedesc a fi structuri deosebit de complexe din punct de vedere al modelării matematice datorită unor factori ca [31]:

– diversitatea materialelor încorporate, cu proprietăţi fizico-mecanice foarte variate, cu legi de comportare marcant neliniare uneori nu îndeajuns de bine stăpânite; natura bifazică constituită din solid + apă a acestor materiale complică şi mai mult problema;

– diversitatea schemelor de încărcare, variabile nu numai în funcţie de etapa de existenţă a construcţiei dar şi de tipul de baraj.

Corectitudinea calculelor depinde esenţial de acurateţea datelor de intrare care mai ales în privinţa caracteristicilor materialelor trebuie să se bazeze pe măsurători *in situ* şi experimentări în laborator corespunzătoare. Rezultatele calculelor trebuie verificate în toate stadiile de existenţă a barajului cu date *in situ* corespondente obţinute din supravegherea lucrării. Pe baza acestor comparaţii se stabilesc şi limitele de atenţie sau avertizare în cazurile de comportare anormală a construcţiei.

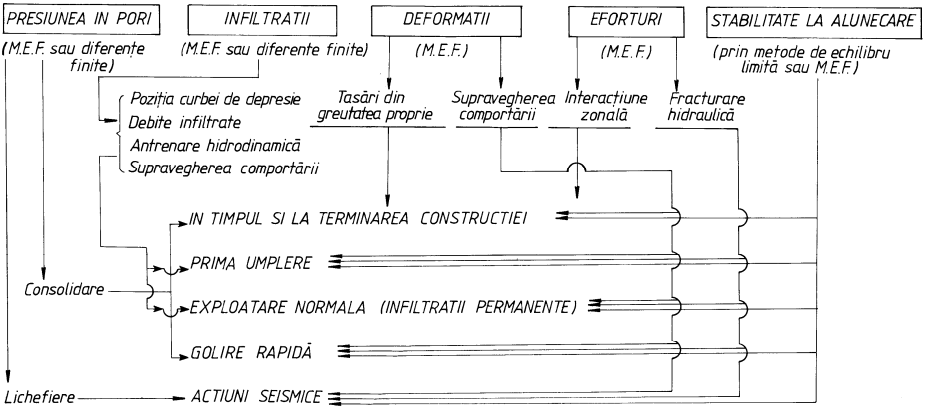


Fig. 5.48. Schema calculelor uzuale inclusiv a ipotezelor de calcul pentru barajele din materiale locale (MEF - prin metoda elementelor finite).

5.4.2. Metode bazate pe echilibrul limită

Aceste metode conduc la determinarea coeficientului de siguranţă la alunecare. El corespunde factorului cu care parametrii de rezistenţă la forfecare ar putea fi reduşi pentru a aduce taluzul într-o stare de echilibru limită de-a lungul unei suprafeţe de alunecare date.

Coeficientul de siguranţă are un rol dual şi anume :

– înglobează influenţa parametrilor de rezistenţă la forfecare, presiunii apei în pori, greutăţii pământului, geometriei barajului, intensităţii cutremurului în evaluarea siguranţei la alunecare;

– limitează, indirect, deformaţiile.

Metodele bazate pe echilibrul limită nu pot însă furniza informaţii asupra mărimii şi distribuţiei deformaţiilor în diversele condiţii de încărcare sau asupra începerii curgerii şi drumului curgerii până la declanşarea unui mecanism de rupere.

Principalele etape în metodele bazate pe echilibrul limită sunt următoarele:

– alegerea formei şi poziţiei unei suprafeţe posibile de alunecare cinematică la paramentul aval sau amonte al barajului;

– cunoaşterea parametrilor de rezistenţă la forfecare ai pământurilor care alcătuiesc barajul şi fundaţia lui (de preferat în funcţie de eforturile efective);

– în cazul analizei eforturilor efective, cunoaşterea mărimii şi distribuţiei presiunii apei din pori în sistemul baraj-fundaţie;

– stabilirea distribuţiei şi mărimii eforturilor de-a lungul şi deasupra suprafeţei de alunecare considerate;

– aplicarea ecuaţiilor de echilibru static de-a lungul suprafeţei de alune– care considerate pentru a evalua echilibrul masei de pamânt de deasupra.

Numeroase metode de calcul bazate pe echilibrul limită au fost elaborate de-a lungul timpului. Aproape toate din ele sunt metode ale fâşiilor, materialul de deasupra suprafeţei de alunecare fiind divizat într-un număr de fâşii uzual verticale. Perfecţionările în metodele de calcul au urmărit reducerea erorilor datorate suprasimplificării formei suprafeţei de alunecare şi pe acelea rezultate din determinarea incorectă a eforturilor normale. Acestea din urmă sunt potenţial importante pentru materialele necoezive la care rezistenţa la forfecare depinde de efortul normal.

Metodele diferă prin ipotezele asupra suprafeţei de alunecare (circulară, pană, formă oarecare) şi prin satisfacerea tuturor sau numai a unora dintre cele trei condiţii de echilibru static în plan. Facilităţile de calcul oferite de programare şi calculatoarele numerice au condus repede la dezvoltarea unor metode noi mai complexe de evaluare a stabilităţii taluzelor. Ele au îndeplinit cu mai multă acurateţă condiţiile de echilibru static pentru suprafeţe de alunecare de formă oarecare (liberă). Un exemplu în acest sens este metoda Morgenstern şi Price (1965). Nu constituie obiectul acestei cărţi de a descrie pe larg metodele de calcul al stabilităţii taluzelor; există excelente descrieri ale lor în literatura de specialitate [19], [32], [33], [34]. De aceea în lucrarea de faţă se va prezenta numai metoda Janbu [34], recunoscută ca fiind una dintre cele mai precise şi mai economice şi care este foarte frecvent aplicată în domeniul barajelor. De asemenea comentarea rezultatelor privind aplicarea unor metode diferite în acelaşi caz concret se consideră interesantă şi utilă.

Fredlund şi Krahn au considerat un taluz omogen cu pantă 1:2 (fig. 5.49), pentru care au calculat coeficientul de siguranţă la alunecare după şase dintre cele mai frecvente metode, şi anume: Fellenius (convenţională), Bishop simplificat, Spencer, Janbu simplificat, Janbu riguros, Morgenstern-Price (fig. 5.50).

Coeficienţii de siguranţă la alunecare au fost calculaţi prin satisfacerea con–diţiilor de echilibru pentru forţe sau pentru momente după specificul fiecărei metode.

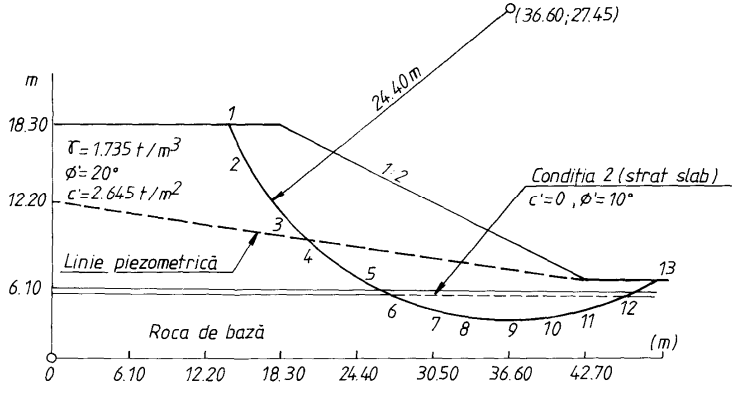


Fig. 5.49. Schiţa taluzului considerat de Fredlund şi Krahn pentru calculele comparative ale coeficientului de siguranţă la alunecare.

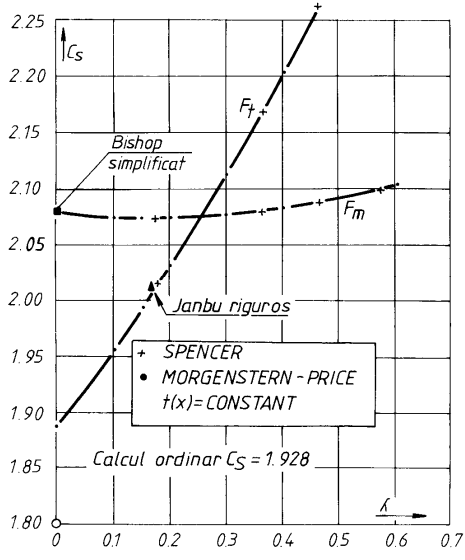


Fig. 5.50. Coeficienţi de siguranţă la alunecare (C_s) pentru taluzul din figura 5.49 calculaţi cu diverse metode.

Astfel metodele Fellenius şi Bishop sunt bazate pe satisfacerea echilibrului momentelor. Metodele Janbu satisfac numai echilibrul forţelor. În schimb, metodele Spencer şi Morgenstern-Price conduc la evaluarea unui coeficient unic de siguranţă rezultat din satisfacerea atât a echilibrului forţelor, cât şi a momentelor. Calculul este iterativ, corectându-se succesiv parametrul λ definit prin relaţia :

$$\lambda \cdot f(x) = \frac{X}{E}, \tag{5.12}$$

unde $f(x)$ este locul geometric al forţelor de împingere laterală asupra fâşiilor, x fiind coordonata orizontală; X - o forţă verticală între fâşii, E - o forţă orizontală între fâşii.

Metoda Bishop simplificat satisface condiţia de echilibru general al momentelor în ipoteza $T = 0$, adică $\lambda = 0$ conform (5.12). În metoda Spencer parametrul λ este egal cu tangenta unghiului între orizontală şi rezultanta forţelor laterale dintre fâşii, adică $f(x)$ este constant. În metoda Morgenstern-Price se admit $f(x)$ diferiţi, incluzând şi metoda Spencer ca un caz particular.

Coeficienţii de siguranţă obţinuţi prin satisfacerea condiţiei de echilibru a momentelor sunt relativ insensibili în raport cu forţele de legătură între fâşii (fig. 5.50). În schimb cei calculaţi prin satisfacerea echilibrului general al forţelor sunt puternic influenţaţi de forţele de legătură între fâşii.

Metoda Morgenstern-Price este cea mai completă şi generală, dar ea necesită un timp real de calcul considerabil mai mare decât în metodele simplificate. Pe baza datelor ilustrate în figura 5.50 se poate afirma că rezultatele furnizate de diversele metode aplicate nu diferă semnificativ.

Metodele bazate pe echilibrul limită pentru evaluarea stabilităţii taluzelor sunt criticate pentru insuficienţele lor teoretice. Dintre aceste critici se semnalează:

– ipotezele arbitrare admise pentru distribuţia eforturilor normale pe suprafeţele de alunecare, care pot fi determinate numai din condiţiile de echilibru static fără considerarea stării de deformaţie-eforturi;

– admiterea unui coeficient de stabilitate identic pentru toate fâşiile de calcul, lucru care se întâmplă numai în momentul cedării când acest coeficient devine egal cu 1 în fiecare dintre fâşii;

– ignorarea unora dintre condiţiile de echilibru a forţelor sau a momentelor care acţionează pe volumul de alunecare considerat, aşa cum s-a arătat mai înainte;

– supraestimarea coeficientului de stabilitate, în special la barajele neomogene, prin particularizarea spre exemplu numai la forma circulară a suprafeţelor potenţiale de alunecare.

Cele mai importante erori în supraestimarea coeficientului de siguranţă se pare că provin din particularizarea formei suprafeţei de alunecare (circulară, pană).

În figura 5.51 sunt ilustrate rezultatele unui studiu în acest sens făcut de Davis şi Booker (1973).

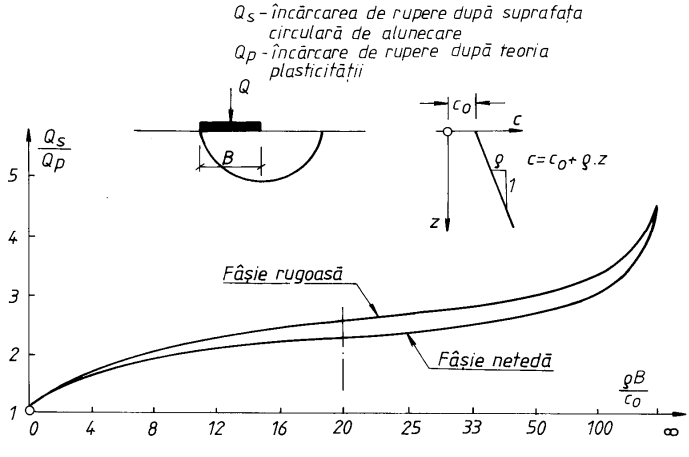


Fig. *5.51.* Erori în analiza cu suprafeţe de alunecare cilindrice în cazul unei fâşii rigide de lungime infinită (*după* Davis şi Booker, 1973).

Ei au comparat o analiză de alunecare după o suprafaţă cilindrică cu calculul exact după teoria plasticităţii pentru un sol cu coeziunea crescătoare în adâncime. După cum se poate remarca supraestimarea coeficientului de siguranţă în analiza cu suprafeţe de alunecare cilindrice poate fi până la de patru ori. Acest

exemplu este relevant în special pentru baraje de umpluturi fundate pe terenuri slabe. În asemenea cazuri particularizarea la forma circulară a suprafeţelor de alunecare poate fi periculoasă pentru siguranţa lucrării. O alunecare sub formă de pană sau una necirculară de grosime redusă (superficială) sunt mai apropiate de situaţia reală.

Cu toate lipsurile semnalate, metodele bazate pe echilibrul limită sunt încă destul de frecvent aplicate. În cazul uzual al barajelor neomogene se recomandă aplicarea unor metode bazate pe suprafeţe la alunecare de formă liberă (necirculară).

5.4.3. Metoda Janbu

În această metodă profilul morfologic, încărcările exterioare, condiţiile de contur şi caracteristicile fizico-mecanice ale pământului sunt cunoscute. Suprafaţa de alunecare este de formă liberă (oarecare). Masa de pământ care alunecă este împărţită în fâşii verticale convenţionale (fig. 5.52).

Metoda s-a elaborat în ipoteza forfecării plane, ceea ce necesită determinarea simultană a patru necunoscute E, T, τ_e şi σ, respectiv: rezultantele totale ale forţelor de interacţiune dintre fâşii pe direcţiile orizontală şi verticală, efortul de forfecare şi efortul normal total.

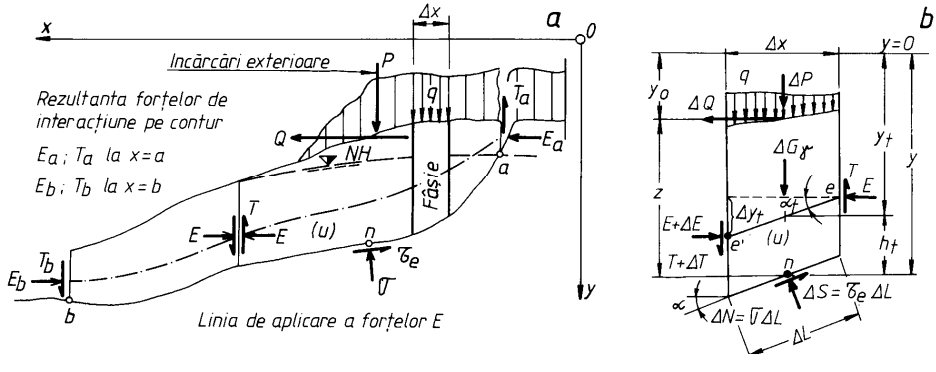


Fig. 5.52. Schemă pentru definirea parametrilor în analiza stabilităţii taluzelor după metoda Janbu: *a* - masa care alunecă; *b* - detaliu al unei fâşii.

Ecuaţiile de bază necesare pentru aflarea celor patru necunoscute se scriu prin impunerea condiţiilor de echilibru static pe fiecare fâşie (3 ecuaţii) şi prin exprimarea stării de echilibru plastic nominal. În plus trebuie satisfăcute continuu condiţiile generale de echilibru al forţelor pentru întreaga masă care alunecă.

Alte ipoteze în cadrul metodei sunt următoarele:

– coeficientul de siguranţă în raport cu rezistenţa la forfecare (K_s) este acelaşi pentru toate fâşiile (valoare medie);

– poziţia liniei pe care se aplică forţele E de interacţiune între fâşii se consideră cunoscută;

– rezistenţa la forfecare se poate calcula în funcţie de eforturile totale sau efective după tipul problemei analizate.

Conform notaţiilor din figura 5.52,*b*, ecuaţiile de echilibru al forţelor acţionând pe fâşia *i* pe direcţie orizontală şi respectiv verticală au aspectul :

$$\Delta G_i + \Delta T_i = \Delta N_i \cos_i \alpha_i + \Delta S_i \sin \alpha_i ; \tag{5.13}$$

$$\Delta E_i - \Delta Q_i = \Delta N_i \sin \alpha_i - \Delta S_i \cos \alpha_i , \tag{5.14}$$

unde: $\Delta G_i = \Delta G_\gamma + q_i \Delta x + \Delta P_i$ reprezintă greutatea totală a fâşiei *i* compusă din greutatea pământului şi sarcinile verticale distribuite şi concentrate; ΔS_i şi ΔN_i sunt componenta tangenţială şi respectiv, normală, care acţionează pe elementul Δl_i.

Momentul forţelor faţă de punctul *n* de aplicare a forţei ΔN_i rezultă, după eliminarea creşterilor de ordinul doi:

$$E_i \Delta y_t - \Delta E_i h_t + T_i \Delta x + \Delta Q_i z = 0 \tag{5.15}$$

şi după prelucrări :

$$T_i = - E_i \operatorname{tg} \alpha_t + h_t \frac{\Delta E_i}{\Delta x} - z \frac{\Delta Q_i}{\Delta x}, \tag{5.16}$$

unde $\operatorname{tg} \alpha_t = \dfrac{\Delta y_t}{\Delta x}$

Echilibrul general pe verticală al masei care alunecă, conform notaţiilor din figura 5.52 se scrie :

$$\sum_1^n {}_i \Delta V_i = \sum_1^n {}_i \Delta G_i + T_b - T_a , \tag{5.17}$$

unde $\sum_1^n {}_i \Delta V_i$ este suma componentelor verticale ale reacţiunilor de pe cele *n* fâşii considerate în calcul. Substituind în (5.17) ecuaţia (5.13) sumată pe toate cele *n* fâşii, după prelucrări se obţine:

$$\sum_1^n {}_i \Delta T_i = T_b - T_a . \tag{5.18}$$

Relaţia (5.18) exprimă faptul că suma creşterilor forţelor de forfecare dintre fâşii trebuie să fie în echilibru cu forţele de forfecare de pe contur.

În mod similar, echilibrul general pe orizontală al masei care alunecă se scrie:

$$\sum_{1}^{n} {}_{i} \Delta E_i = E_b - E_a \,. \tag{5.19}$$

Condiţia de echilibru al momentelor pe întreaga masă care alunecă rezultă prin analogie cu (5.18) şi (5.19):

$$\sum_{1}^{n} {}_{i} \Delta M_i = M_b - M_a \tag{5.20}$$

Ecuaţia (5.20) nu mai este însă inclusă în sistemul efectiv de calcul numeric iterativ, în care se consideră numai (5.16). Aceasta înseamnă că în metoda Janbu se satisface condiţia de echilibru general al momentelor numai pentru cazurile particulare când $M_b = 0$ şi $M_a = 0$ sau $M_b = M_a$.

Condiţia de echilibru plastic nominal corespunde situaţiei în care rezistenţa la forfecare mobilizată pentru echilibrul limită (τ_l) este exprimată prin relaţia (fig. 5.53):

$$\tau_l = \frac{\tau_f}{K} = c_l + \sigma \operatorname{tg} \varphi_l \,, \tag{5.21}$$

unde $\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$ este rezistenţa la forfecare disponibilă (dreapta lui Coulomb); K este coeficientul de siguranţă în raport cu rezistenţa la forfecare, iar $c_l = \frac{c}{K}$ şi $\operatorname{tg} \varphi_l = \frac{tg\,\varphi}{K}$ sunt coeziunea şi unghiul de frecare interioară mobilizate pentru echilibru limită. Dacă gradul de mobilizare al rezistenţelor coezive şi de frecare este acelaşi, atunci dreptele τ_f şi τ_l au un punct comun de intersecţie cu axa absciselor (fig. 5.53).

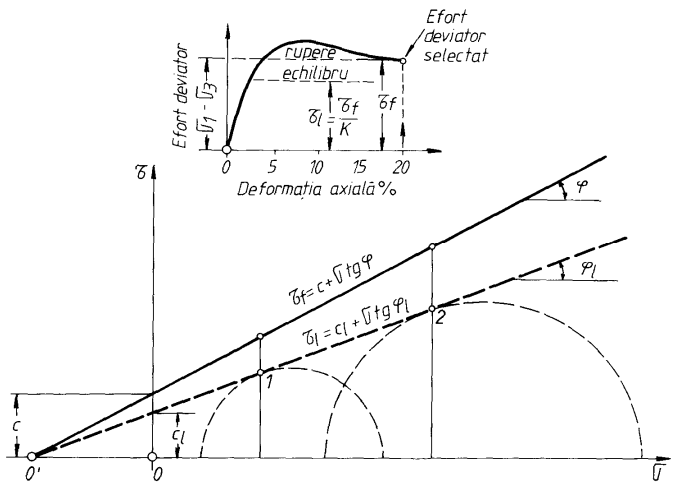


Fig. 5.53. Ilustrarea stării de echilibru plastic nominal.

În relaţia (5.21), σ are semnificaţia efortului normal total. Dacă se lucrează în eforturi efective expresia (5.21) devine :

$$\tau_f = \tau_l \cdot K = c + (\sigma - u)\ \operatorname{tg}\varphi \ , \tag{5.22}$$

unde *u* este presiunea apei din pori.

Pentru calculele practice relaţiile (5.13) şi (5.14) se prelucrează în scopul obţinerii unor expresii mai convenabile pentru ΔE_i şi σ_i. Se admite o distribuţie uniformă a lui σ_i şi τ_{li} pe suprafaţa de alunecare aferentă fâşiei *i*. Atunci :

$$\Delta N_i = \sigma_i\ \Delta l_i = \sigma_i\ \Delta x \sec \alpha_i ; \tag{5.23}$$

$$\Delta S_i = \tau_{l,i}\, \Delta l_i = \tau_{l,i}\ \Delta x \sec \alpha_i . \tag{5.24}$$

Notând $\frac{\Delta G_i}{\Delta x} = p_i$ şi $\frac{\Delta T_i}{\Delta x} = t_i$ se obtine următoarea relaţie simplă pentru efortul unitar normal σ_i :

$$\sigma_i = p_i + t_i - \tau_{li} \quad \operatorname{tg}\alpha_i \quad . \tag{5.25}$$

Prin eliminarea lui ΔN_i din (5.13) şi (5.14) şi substituind pe (5.24) după prelucrări se obţine o expresie mai convenabilă pentru ΔE_i :

$$\Delta E_i = \Delta Q_i + \left(p_i + t_i\right) \Delta x \operatorname{tg} \alpha_i - \tau_{l,i} \Delta x \left(1 + \operatorname{tg}^2 \alpha_i\right) \qquad (5.26)$$

Ecuaţiile (5.22), (5.25), (5.26), (5.18), (5.19) şi (5.16) se folosesc pentru calculele practice iterative. În acest scop se trasează o suprafaţă de alunecare de formă oarecare, iar masa care alunecă este împărţită în mod uzual în 6...9 fâşii verticale [19].

Următorii parametri, pentru fiecare fâşie, sunt cunoscuţi : $\operatorname{tg} \alpha_i$ - unghiul mediu de înclinare a bazei fiecărei fâşii faţă de orizontală; Δx - lăţimea fâşiei pe orizontală; p_i - greutatea totală pe unitatea de lăţime; u - presiunea medie din pori la baza fiecărei fâşii; c, φ - coeziunea şi unghiul de frecare interioară disponibile la baza fiecărei fâşii; ΔQ_i - componentele orizontale ale forţelor exterioare care acţionează pe fâşii (de remarcat că prin ΔQ_i se poate modela acţiunea seismică bazată pe forţe inerţiale); h_{ti}, α_{ti} - parametrii care definesc punctele de aplicare ale forţelor de interacţiune dintre fâşii.

La începerea iteraţiilor de calcul se consideră $t_i \equiv 0$ şi K cunoscut (ales arbitrar). Pe această bază se calculează din sistemul de ecuaţii menţionat mai înainte valorile iniţiale pentru K_0, $\tau_{l,0}$, σ_0 şi E_0. Conform figurii 5.52,*b* se subliniază că τ_l şi σ sunt aplicate în secţiunea mediană a fâşiei, iar E şi T în planele verticale dintre fâşii. Cunoscând E_0 şi locul geometric al punctelor de aplicare se obţine într-o primă aproximaţie T_1. Din distribuţia lui T_1 se obţine ΔT_1 pentru fiecare fâşie. Se introduce ΔT_1 în formulele de lucru şi se obţine un nou set de valori K_1, $\tau_{l,1}$, σ_1 şi E_1. Ciclul de calcul descris mai înainte este reluat succesiv până la obţinerea convergenţei dorite pentru K. Calculele efective demonstrează că în majoritatea cazurilor convergeţa este rapidă, fiind suficiente 1...2 iteraţii pentru rezolvarea problemelor practice.

Pe baza algoritmului descris mai înainte în cadrul Catedrei de C.H. din Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (UTCB) a fost elaborat programul Janbu care se rulează pe PC-uri.

În figura 5.54 se prezintă rezultatele unei analize pentru un taluz cu înălţime de 12,5 m şi panta de 1:2,5. Convergenţa algoritmului esre remarcabilă, după iteraţia 1 diferenţele înregistrate pentru valorile lui K nu depăşesc 0,4 %. Alte concluzii care pot fi reţinute pe baza calculelor efectuate sunt următoarele [19]:

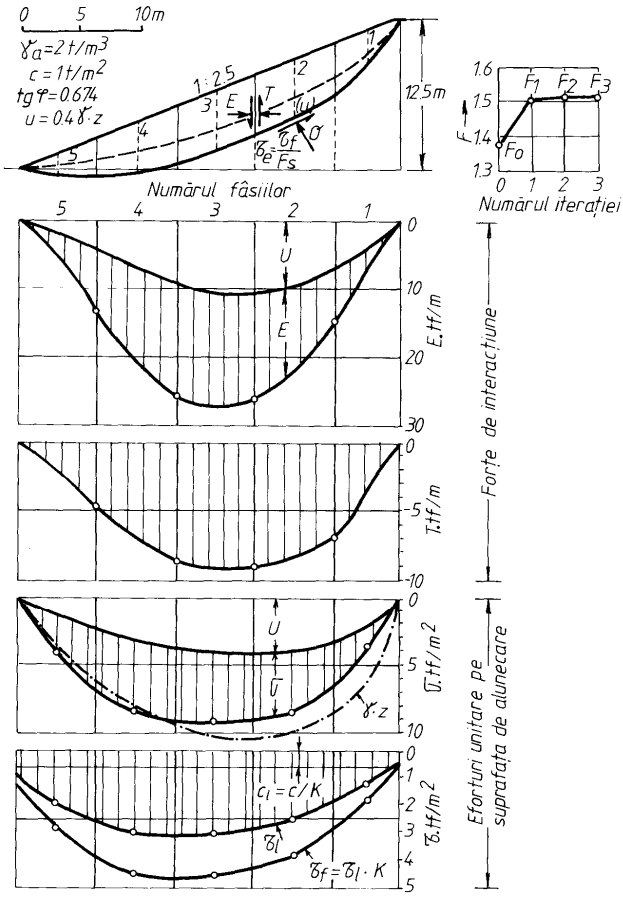


Fig. 5.54. Rezultate în analiza stabilităţii unui taluz cu metoda Janbu.

– coeficientul de siguranţă K este practic insensibil pentru $h_t = (0{,}1...0{,}7)\,z$; distribuţia eforturilor este însă afectată de fluctuaţiile largi ale lui h_t; pe această bază se recomandă pentru h_t valori cuprinse între $(0{,}3...0{,}4)\,z$;

– poziţia şi forma suprafeţei de alunecare are o importanţă deosebită; în cazul unor taluze omogene există o zonă destul de largă în care coeficientul de siguranţă are variaţii foarte mici.

Metoda Janbu se aplică frecvent pentru calculul stabilităţii taluzelor şi a capacităţii portante a fundaţiilor. În practică se aleg succesiv diverse suprafeţe de alunecare până la determinarea celei pentru care coeficientul de siguranţă devine minim şi care este denumită suprafaţă critică de alunecare.

5.4.4. Analiza stabilităţii prin metoda elementelor finite

Metoda elementelor finite se aplică frecvent în analiza stabilităţii la alunecare a taluzelor. Suplimentar ea furnizează şi informaţii asupra stării de deformaţii-eforturi în ansamblul baraj-fundaţie, informaţii care nu pot fi obţinute prin metodele bazate pe echilibru limită. Dezavantajul principal în aplicarea metodei la acest tip de calcule constă în costul mai ridicat al analizei în comparaţie cu metodele tradiţionale.

Într-o abordare generală, legi neliniare încorporând criteriul de rupere Mohr-Coulomb (definit prin parametrii c şi φ) se aplică în modelarea comportării materialelor (relaţia deformaţii-eforturi). Analize succesive cu reduceri progresive ale coeziunii şi tangentei unghiului de frecare interioară (c şi $\operatorname{tg}\varphi$) cu un factor α vor produce deplasări progresiv crescătoare ale nodurilor situate deasupra suprafeţei potenţiale de rupere. Analizând deplasările într-un nod (noduri) reprezentativ din această zonă în funcţie de α se poate găsi valoarea lui α pentru care deplasarea nodului tinde asimptotic la infinit. Această valoare a lui α corespunde coeficientului de siguranţă la alunecare K. Metoda iniţiată de Zienkiewicz ş.a. (1975) pare atractivă pentru că ea satisface atât un criteriu de cedare cât şi condiţiile de echilibru static în cadrul unor limite de aproximare acceptabile. De asemenea ea furnizează informaţii asupra apariţiei şi dezvoltării curgerii. Costul unei analize după acest model este însă de 30...100 ori mai mare decât analiza corespondentă în domeniul liniar-elastic [30].

O alternativă propusă de Wright ş.a. (1973) constă în aplicarea metodei elementelor finite în combinaţie cu o metodă de echilibru limită [35]. Metoda elementelor finite se aplică pentru evaluarea stării de deformaţii-eforturi în sistemul discretizat. În etapa următoare se aleg suprafeţe potenţiale de alunecare de-a lungul cărora se determină eforturile normale şi tangenţiale (σ_n, τ_{ef}). Se trasează diagramele de variaţie a rezistenţei la forfecare $\tau_f = c + \sigma_n \operatorname{tg}\varphi$ şi a eforturilor tangenţiale efective (τ_{ef}) în lungul fiecărei suprafeţe de cedare considerate. Coeficientul de stabilitate corespunde raportului ariilor cuprinse între axa absciselor (suprafaţa de alunecare desfăşurată) şi cele două curbe [36] (fig. 5.55):

$$K = \frac{\int_{ABC} \tau_f \, ds}{\int_{ABC} \tau_{ef} \, ds}. \tag{5.27}$$

Kulhawy ş.a. (1969) propun o metodă de determinare a coeficientului de siguranţă la alunecare pe baza stării de eforturi din corpul barajului determinată prin metoda elementelor finite. În acest scop pentru fiecare element finit se calculează raportul:

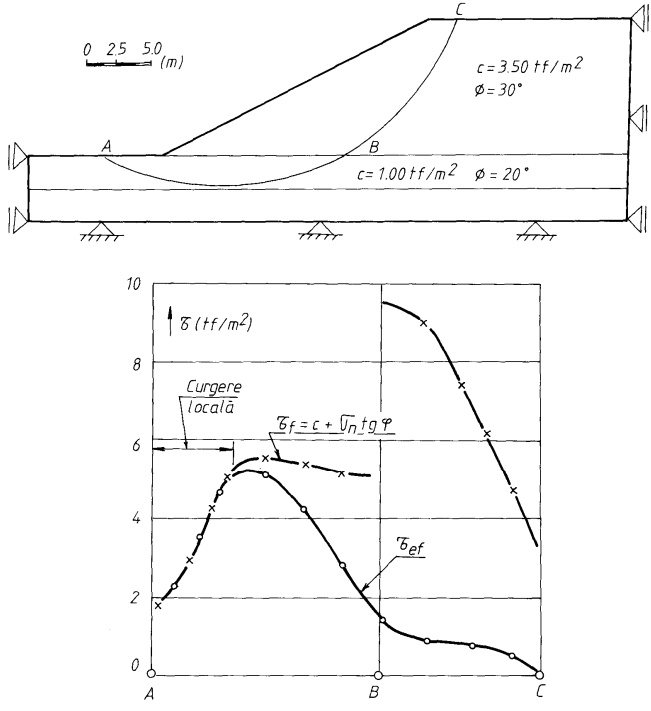


Fig. 5.55. Evaluarea coeficientului de siguranţă la alunecare pe baza eforturilor pe suprafaţa de alunecare calculate prin metoda elementelor finite.

$$F = \frac{\tau_{ef}}{\tau} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)\,(1 - \sin\varphi)}{2\,(c\cos\varphi + \sigma_3 \sin\varphi)} \tag{5.28}$$

şi se trasează liniile de egală valoare a acestui raport. Apoi se aleg diverse supra–feţe de alunecare pentru care se calculează coeficientul de siguranţă la alunecare ca inversa valorii medii ponderate a lui F în lungul suprafeţei de alunecare:

$$K = \frac{1}{\sum_i F_i l_i / \sum_i l_i}. \tag{5.29}$$

În figura 5.56 se prezintă rezultatele calculelor de stabilitate efectuate după această metodologie pentru barajul Bolboci [37]. Starea de efort s-a determinat prin simularea execuţiei barajului în şapte straturi şi utilizând modelul hiperbolic Duncan-Chang.

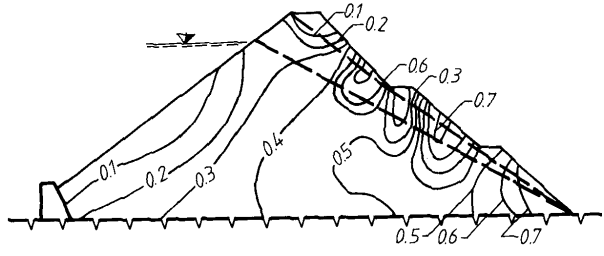


Fig. 5.56. Linii de egală valoare a parametrului *F* pentru barajul Bolboci în ipoteza lac plin [37].

În încheiere, se subiliază că rezultatele obţinute în analizele prin metoda elementelor finite sunt în general destul de apropiate de cele furnizate de cele mai perfecţionate metode bazate pe echilibru limită.

5.5. Aplicarea metodei elementelor finite în calculul deformaţiilor şi eforturilor

5.5.1. Aspecte generale

Aplicarea metodei elementelor finite în analiza barajelor din materiale locale necesită modelarea geometriei sistemului baraj-teren de fundare, a secvenţelor de construcţie şi exploatare şi a proprietăţilor materialelor. Unele rezolvări în această direcţie au fost deja prezentate în capitolul 3 (v. paragraful 3.3) şi nu vor mai fi reluate aici.

Principalele surse de erori în discretizarea în elemente finite a unui sistem baraj din umpluturi-teren de fundare se pot încadra în două categorii:

– generate de aproximaţiile introduse în modelarea graniţelor, atât a celor externe, cât şi a celor interne dintre zonele cu proprietăţi geometrice sau mecanice diferite;

– generate de limitările modurilor de deformaţii care pot fi reproduse de elemente.

Amândouă surse de erori pot fi reduse prin utilizarea unor elemente suficient de mici. Această soluţie nu este însă totdeuna fezabilă şi economic mai ales în cazul analizelor secvenţiale neliniare. În cazul barajelor înscrise în văi largi a căror comportare este reprezentată satisfăcător prin analiza bidimensională în secţiune transversală în ipoteza stării de deformaţie plană, prima categorie de erori nu este semnificativă. Cea de a doua poate fi redusă prin alegerea tipului de element ca şi prin reducerea dimensiunilor lor. În mod general alternativa creşterii fineţii de discretizare aşa cum s-a comentat în paragraful 3.3 poate fi comparată cu folosirea unui număr mai redus de elemente sofisticate la care funcţiile de aproximare sunt modelate cu polinoame complete de ordin superior. Această a doua alternativă poate conduce la probleme în modelarea graniţelor unde elemente destul de mici ar putea fi necesare. Eisenstein şi Naylor [30] consideră că în aceste condiţii apare necesitatea unui compromis. Compromisul - după aprecierea lor - poate fi realizat prin elementul quadratic izoparametric. În plan elementul este un patrulater cu laturi curbe având 8 noduri care poate degenera în triunghi cu 6 noduri, iar în spaţiu un hexaedru cu 20 noduri care poate degenera în pană cu 15 noduri sau tetraedru cu 10 noduri (v. paragraful 3.2).

Pentru baraje înscrise în văi relativ înguste principala sursă de erori asociate modelului de discretizare provine din acceptarea modelului bidimensional pentru analiza stării de deformaţii-eforturi. Studii numeroase asupra acestei probleme au condus la concluzia că analizele tridimensionale apar necesare în toate cazurile

de baraje înscrise în văi cu raportul dintre deschiderea văii la cota coronamentului (L_c) şi înălţimea barajului (H), $L_c / H \le 3..4$. Analizele tridimensionale sunt recomandabile şi în cazul barajelor înscrise în văi mai largi dar cu pronunţate asimetrii morfologice, geologice sau de caracteristici mecanice ale materialelor.

În figurile 5.57 şi 5.58 sunt ilustrate unele rezultate în analiza stării de eforturi şi deformaţii în barajul Valea de Peşti (baraj din piatră cu mască de beton bituminos, $H = 56$ m, $L_c / H = 4{,}3$). Analizele s-au efectuat comparativ în trei ipoteze de calcul [38]: tridimensional (AT), plan în sectiune transversală în profilul de înălţime maximă (ABT), plan în secţiune longitudinală prin axul coronamentului (ABL). Discretizările au cuprins numai corpul barajului, roca din terenul de fundare (şisturi cuarţitice, sericitoase, grafitoase) fiind considerată infinit rigidă comparativ cu corpul de anrocamente. O sinteză a deplasărilor maxime în cele trei modele de calcul este prezentată în tabelul 5.10.

Tabelul 5.10

Ipoteze de calcul şi tipul deplasării maxime în cm		**Model de calcul**		
		AT	**ABT**	**ABL**
Lac gol	Tasări	76	88	62
	Deplasări orizontale amonte-aval	15	24	-
	Deplasări orizontale paralele cu axul barajului	17	-	15
Lac plin	Tasări	80	111	-
	Deplasări orizontale amonte-aval	17	36	-
	Deplasări orizontale paralele cu axul barajului	17	-	-

Toate analizele s-au efectuat în domeniul liniar elastic păstrând aceleaşi caracteristici mecanice ale materialelor în toate modelele aplicate. În exemplul prezentat, specific unei văi de lărgime medie ($L_c / H = 4{,}3$), analiza tridimen–sională (AT) a condus la rezultate corespondente medii mai mari cu circa 15 % faţă de calculul bidimensional în secţiune longitudinală prin baraj (ABL) şi mai mici cu circa 30 % decât în calculul bidimensional în profil transversal (ABT).

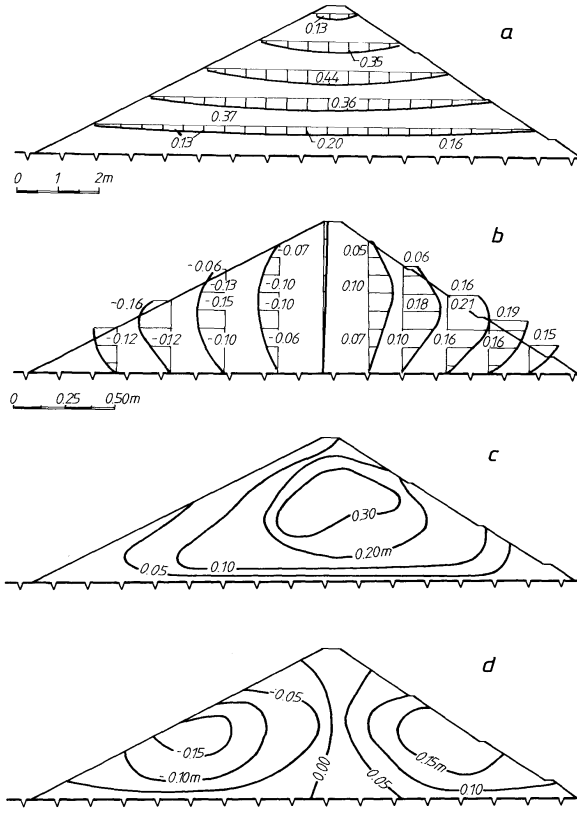


Fig. 5.57. Barajul Valea de Peşti - Simularea execuţiei în 6 straturi cu modelul hiperbolic Duncan-Chang; rezultatele la terminarea construcţiei: *a* - tasări, *b* - deplasări orizontale, *c* - curbe de egală tasare, *d* - curbe de egală deplasare orizontală.

5.5.2. Modelarea execuţiei barajului şi a primei umpleri a lacului

Scopul principal al acestor analize este să furnizeze informaţii asupra distribuţiei eforturilor şi presiunii apei din pori care să poată fi folosite în calculele de stabilitate. Alte rezultate importante sunt cele privind interacţiunea dintre diversele zone ale sistemului baraj-teren de fundare şi ariile potenţiale de fisurare, acestea din urmă în legătură cu fracturarea hidraulică. Alte date de interes sunt despre predicţia deplasărilor. Calculul deplasărilor este totodată important pentru comparaţiile care pot fi făcute cu valorile corespondente măsurate în timpul execuţiei sau exploatării lucrării. Pe bază de postanalize se verifică şi se corectează caracteristicile mecanice ale materialelor, date de intrare esenţiale în analizele de deformaţii-eforturi.

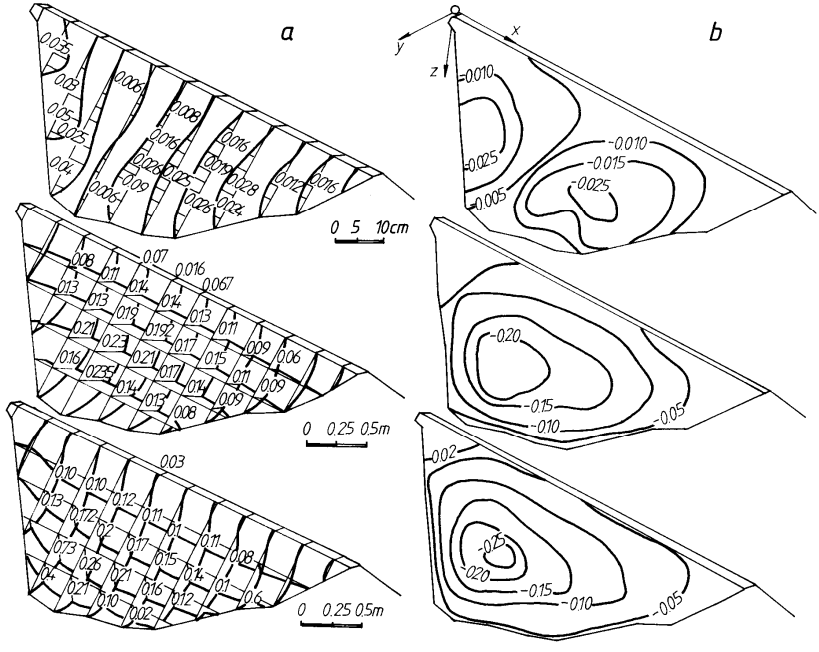


Fig. 5.58. Deplasări în ipoteza lac plin a măştii de beton bituminos a barajului Valea de Peşti: *a* - în sistemul global ortogonal (*x, y, z*), *b* - curbe de egale deplasări *x, y, z*.

Natura materialelor care alcătuiesc corpul barajelor de umpluturi (materiale poroase uneori saturate cu apă) şi terenul lor de fundare ar impune ca analizele să se efectueze în funcţie de eforturile efective din sistem (v. paragraful 3.3). Experienţa încă limitată în acest mod de analiză explică aplicarea încă frecventă a analizelor bazate pe eforturile totale. Acest ultim caz corespunde încărcărilor complet drenate când presiunea apei din pori este nulă. Dacă în cazul prismelor de piatră sau de pământ permeabil care intră în alcătuirea corpului barajelor o asemenea ipoteză poate fi acceptată, ea nu mai corespunde realităţii pentru materialele pământoase de etanşare puţin permeabile. O analiză de consolidare după modelul Biot este soluţia recomandabilă pentru ultimul caz. Ca alternativă apare ipoteza încărcărilor complet nedrenate care permite calculul explicit al creşterilor apei din pori care apoi se adaugă presiunilor din pori existente. Eforturile efective $\{\sigma'\}_{ef}$ se obţin din eforturile totale $\{\sigma\}_t$ prin diminuarea aportului presiunii apei din pori p conform relaţiei (v. (3.92)):

$$\{\sigma'\}_{ef} = \{\sigma\}_t + \{m\}p \tag{5.30}$$

unde cu semnul + s-au notat eforturile de întindere,

$$\{\sigma'\}_{ef}^{T} = \{\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z, \tau'_{xy}, \tau'_{xz}, \tau'_{yz}\};$$

$$\{\sigma\}_{t}^{T} = \{\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}\}; \qquad (5.31)$$

$$\{m\}^{T} = \{111000\}.$$

Un caz practic frecvent este cu "schimbări ştiute ale presiunii apei din pori". În perioada construcţiei creşterea secvenţială a presiunii apei din pori (Δp) poate fi calculată cu relaţia empirică a lui Skempton (1954) în funcţie de starea de eforturi totale :

$$\Delta p = \overline{B}\,\Delta\sigma_1, \qquad (5.32)$$

unde $\Delta\sigma_1$ este creşterea efortului principal σ_1.

$$\overline{B}=B\left[1-(1-A)\,(1-\Delta\sigma_3/\Delta\sigma_1)\right], \qquad (5.33)$$

cu $\Delta\sigma_3$ - creşterea efortului principal σ_3, A şi B - coeficienţi specifici fiecărui pământ, determinaţi în laborator; $\overline{B}$ are valori uzuale între 0,50 şi 0,75.

În perioada de exploatare, după determinarea suprafeţei libere a infiltraţiilor în regim permanent (curba de depresie), presiunea apei din pori se determină într-o primă aproximaţie în funcţie de adâncimea punctului considerat în raport cu poziţia suprafeţei libere (fig. 5.59). În situaţia când s-a determinat spectrul curgerii, presiunea apei din pori se poate evalua mai exact pe baza liniilor echipotenţiale.

În discretizarea în elemente finite presiunile din pori se convertesc în forţe nodale echivalente care servesc pentru calculul eforturilor efective (v. paragraful 4.4).

Execuţia unui baraj de umpluturi se face printr-un mare număr de straturi succesive compactate cu grosimi de la 0,20 la 1,50 m. Modelarea execuţiei prin elemente finite se va face desigur cu un număr mult mai redus de straturi, în mod obişnuit 6...10 straturi, care să permită totuşi o modelare satisfăcătoare a deplasărilor reale.

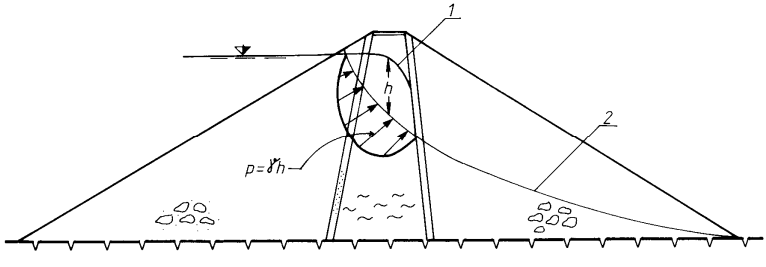


Fig. 5.59. Evaluarea presiunii apei din pori pentru cazul infiltraţiilor în regim permanent: *1* - suprafaţa liberă a curbei de infiltraţie permanente, *2* - suprafaţă de alunecare.

În figura 5.60, se prezintă după Clough şi Woodward (1967) [39] rezultate privind influenţa numărului de straturi în simularea execuţiei unui baraj omogen pe fundaţie rigidă. Execuţia barajului standard s-a simulat succesiv dintr-un singur sau mai multe straturi în domeniul 1...14. Concluzia a fost că în raport cu varianta martor (simulare dintr-un singur strat) în celelalte variante eforturile şi deplasările orizontale practic nu s-au modificat, în schimb tasările au fost foarte diferite.

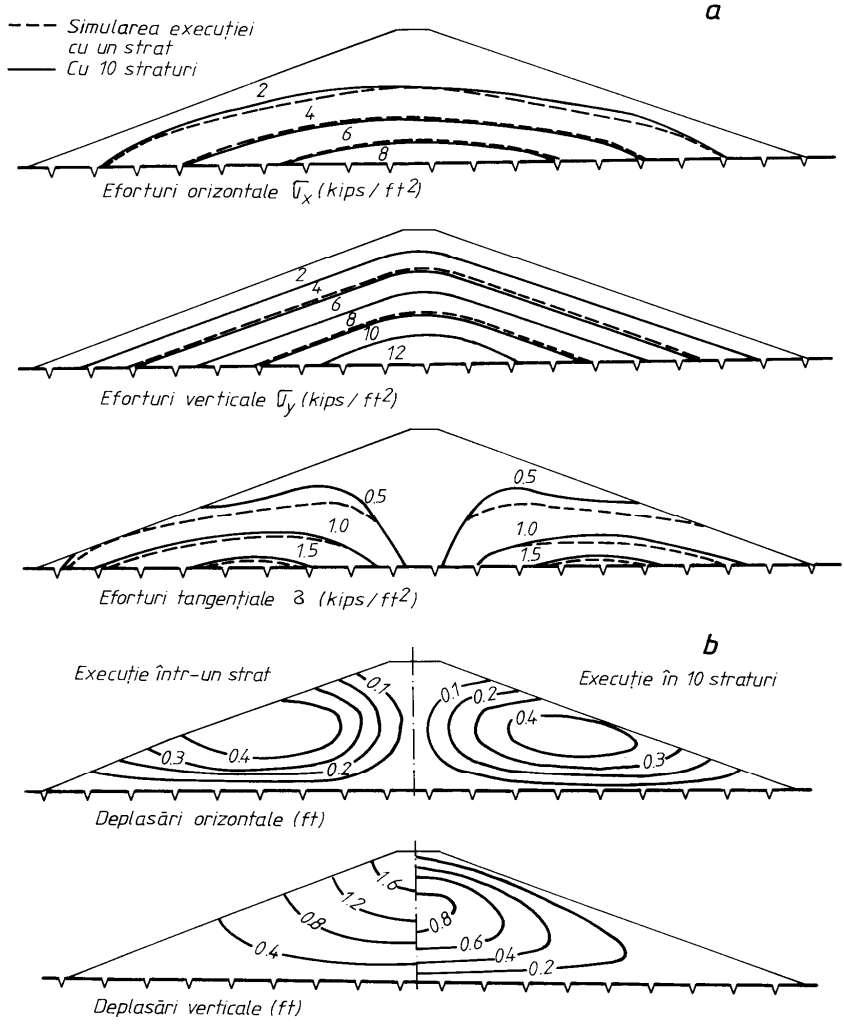


Fig. 5.60. Influenţa numărului de straturi în simularea execuţiei unui baraj omogen pe fundaţie rigidă (*după* Clough şi Woodward, 1967): *a* - eforturi, *b* - deplasări.

"Deplasarea" din timpul execuţiei reprezintă schimbarea poziţiei unui martor plasat pe suprafaţa unui strat când umplutura a ajuns la nivelul respectiv.

Aspectele legate de simularea execuţiei au mai fost discutate în paragraful 3.5 cu ocazia prezentării programului SIMEX [40]. Deplasarea zero trebuie să fie atribuită succesiv la baza fiecărui nou strat adăugat înaintea aplicării greutăţii stratului respectiv sau la faţa lui superioară după aplicarea greutăţii proprii. Deplasările iniţiale în noduri interioare, altele decât cele de pe graniţele stratului nou adăugat nu sunt definite în cadrul acestei metodologii şi ele constituie o sursă de erori. Simularea execuţiei dintr-un singur strat pe baza concepţiei descrise mai înainte nu are nici o semnificaţie. Ea nu poate furniza nici o valoare a "deplasărilor" din timpul execuţiei, exceptând pe cele de la bază dacă terenul de fundare este compresibil.

Simularea secvenţială a execuţiei apare necesară şi datorită faptului că greutatea proprie este o încărcare care se aplică treptat iar comportarea materialelor care alcătuiesc corpul barajului este pronunţat neliniară. În legătură cu acest ultim aspect, atunci când interesează cu deosebire starea de eforturi, apare şi alternativa simulării execuţiei dintr-un singur strat dar cu aplicarea în trepte a încărcării din greutatea proprie. Studii asupra acestei alternative ajung la concluzia că rezultatele obţinute nu diferă faţa de metoda cu mai multe straturi succesive dar efortul de calcul este mai redus.

Pe durata primei umpleri a lacului, barajul este solicitat de încărcarea din apă, iar materialul de umplutură datorită umezirii se înmoaie şi îşi reduce rezistenţa. Aceste două efecte sunt cuplate şi produc umpluturii tasări suplimentare, deplasări orizontale şi schimbări în starea de efort care pot genera uneori fisuri. Nobari şi Duncan [41] citează peste zece baraje de pământ la care pe durata primei umpleri au fost observate deplasări importante.

Presiunea hidrostatică se aplică întotdeuna pe elementul de etanşare a corpului barajului. În cazul barajelor cu măşti de etanşare sau alcătuite din materiale puţin permeabile, efectele umplerii lacului se pot evalua prin simpla aplicare a presiunii hidrostatice pe paramentul amonte. Umplerea lacului se recomandă a se simula în câteva trepte în cazul modelării comportării neliniare a materialelor din umplutură.

În cazul barajelor cu etanşări centrale, efectele umplerii lacului sunt mai complexe. În figura 5.61 sunt ilustrate deplasările orizontale ale nucleului barajului El Infiernillo (Mexic, $H = 148\,\text{m}$) în funcţie de nivelul apei în lac. În raport cu o linie verticală iniţială de referinţă nucleul s-a deplasat spre amonte până când cota lacului a atins aproximativ jumătate din înălţimea barajului. Creşterea nivelului în lac peste această cotă a produs schimbarea spre aval a sensului de deplasare a nucleului. Mai întâi în jumătatea inferioară şi apoi treptat pe toată înălţimea când lacul a atins cota maximă, nucleul a avut în final deplasări la aval de linia verticală iniţială de referinţă.

O schematizare a efectelor umplerii lacului pentru un baraj cu nucleu de etanşare este prezentată în figura 5.62.

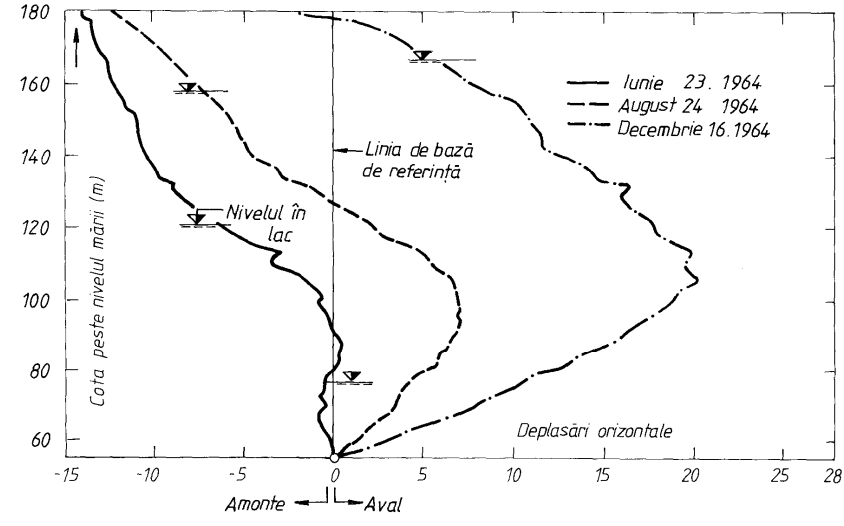


Fig. 5.61. Deplasări orizontale ale nucleului barajului Infiernillo la umplerea lacului.

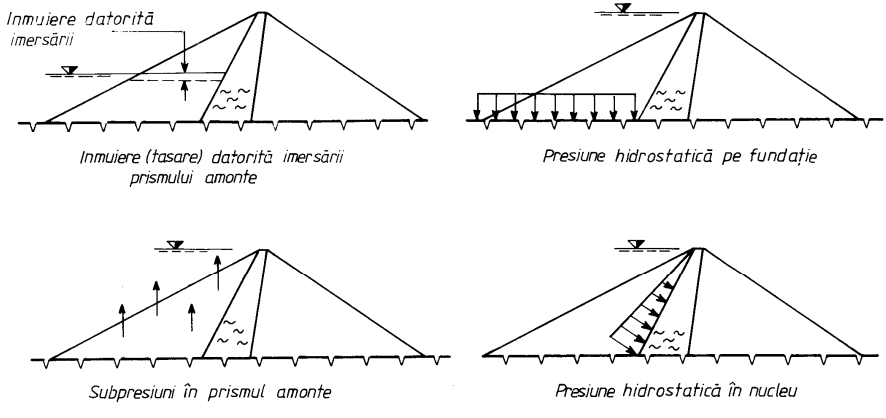

Inmuiere datorită imersării
Inmuiere (tasare) datorită imersării prismului amonte
Presiune hidrostatică pe fundație
Subpresiuni în prismul amonte
Presiune hidrostatică în nucleu

Fig. 5.62. Schematizarea efectelor umplerii lacului pentru un baraj cu nucleu.

Fenomenul de înmuiere datorat imersării prismului amonte este efectul dominant în primul stadiu al umplerii lacului, când presiunile din greutatea proprie a straturilor de deasupra zonei imersate sunt încă mari. Fenomentul este mai amplu la umpluturile din balast şi nisip şi mai puţin evident la anrocamente, care se stropesc din abundenţă la compactare. În figura 5.63 se prezintă curbe de efort-deformaţie pentru materialul uscat şi imersat corespunzător prismelor de balast ale barajului Oroville, obţinute la teste în triaxial [41]. Curba pentru materialul imersat arată clar o reducere a rezistenţei şi a modulului de deformaţie, faţă de materialul uscat, pentru aceleaşi condiţii de efort.

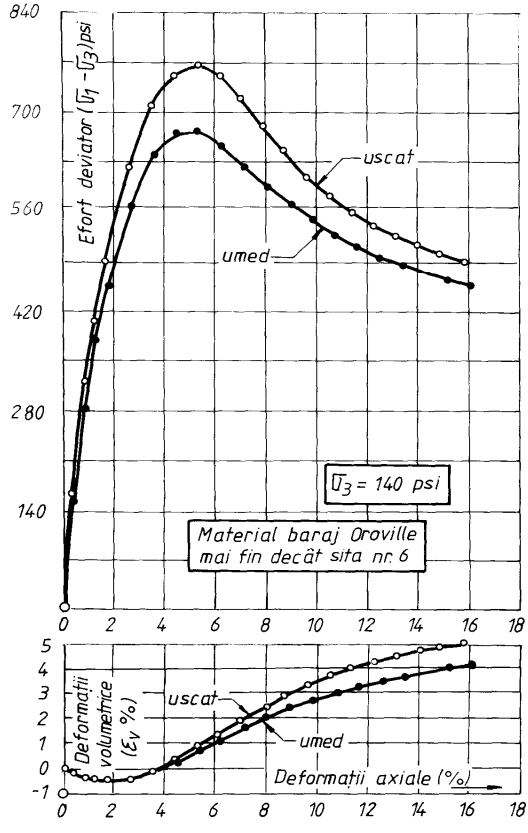


Fig. 5.63. Efectele imersării prismului amonte de balast al barajului Oroville.

Modelarea în elemente finite a efectelor produse de înmuierea materialului imersat poate fi făcută după mai multe algoritme [30], [41]. Nobari şi Duncan au elaborat un algoritm conceput ca un proces de "relaxare" în paşi având la bază curbele efort-deformaţie pentru materialele uscat şi imersat obţinute în triaxial.

Înmuierea materialului din prismul amonte conduce la tasări suplimentare ale zonei, cu tendinţă de rotire spre amonte a nucleului (diafragmei) şi modificări semnificative în starea de efort. Încărcările datorate apei din lac se simulează prin aplicarea directă a presiunii hidrostatice pe faţa amonte a nucleului şi pe fundaţie dacă terenul de fundare este inclus în discretizare şi este considerat impermeabil.

Forţele arhimedice se tratează pentru fiecare element imersat, la fel ca încărcarea din greutatea proprie dar cu sens ascendent şi cu greutatea volumetrică egală cu $(1-n)\gamma_w$, unde n este porozitatea materialului, iar γ_w - greutatea volumetrică a apei.

Natura complexă a fenomenelor de comportare a barajelor de umpluturi la prima umplere a lacului impune o atentă supraveghere a lor pe toată durata umplerii cât şi în primii ani de exploatare. Compararea datelor obţinute din măsurători cu previziunile calculelor din proiectare, efectuarea de postanalize pe

modele tarate după datele *in situ* constituie căile cele mai directe pentru înţelegerea fenomenelor şi prevenirea unor incidente sau accidente.

În figurile 5.64 şi 5.65 se prezintă unele rezultate ale analizei de simulare a execuţiei şi umplerii lacului barajului Sadu-Gorj ($H = 58$ m), baraj din balast cu mască din beton armat şi cu o structură de beton armat care înglobează descărcătorii de ape mari şi conducta forţată traversând corpul barajului [42].

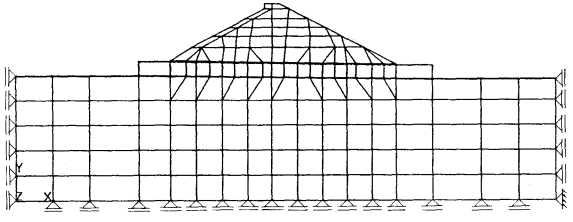


Fig. 5.64. Barajul Valea Sadului - Jiu. Schema de discretizare pentru simularea execuţiei şi umplerii lacului.

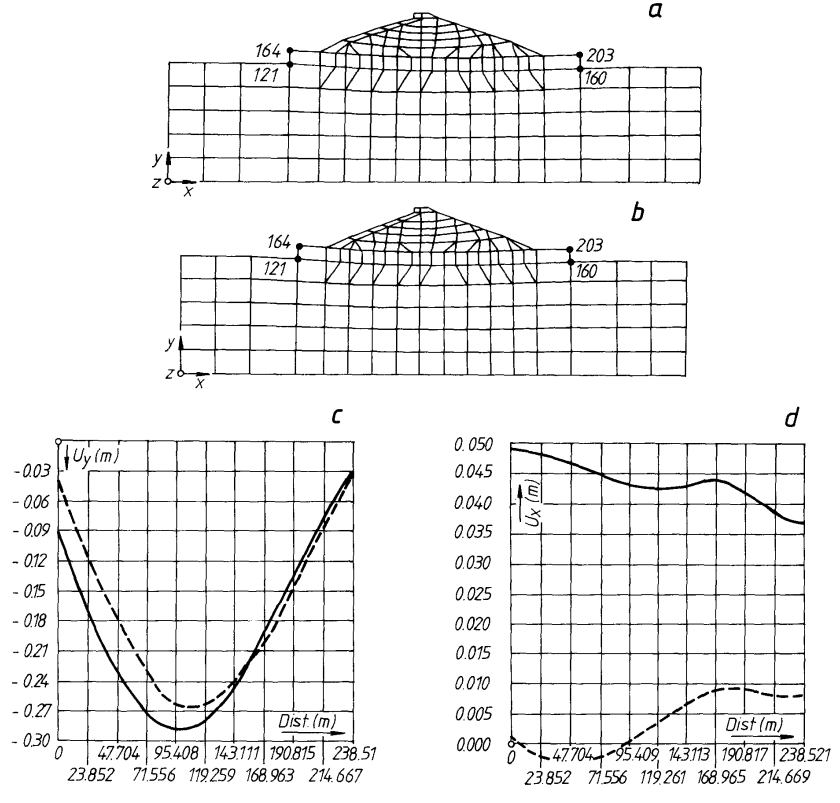


Fig. 5.65. Barajul Valea Sadului-Jiu. Rezultate în analiza simulării cu programul ANSYS a execuţiei şi a umplerii lacului: *a* - spectrul deplasărilor la terminarea construcţiei, *b* - idem după umpelerea lacului, *c* - tasări în secţiunea orizontală prin nodurile 121...160, *d* - deplasări orizontale în secţiunea orizontală prin nodurile 64...203 (—— umplerea lacului; - - - - terminarea construcţiei).

Analizele s-au făcut alternativ cu programele SIMEX şi ANSYS atât în secţiunea transversală cât şi longitudinală prin axul barajului. Schema de discretizare în sectiune transversală se prezintă în figura 5.64. Ea este alcătuită din 162 elemente izoparametrice de tip PLANE şi 176 noduri. În programul SIMEX simularea construcţiei barajului s-a modelat din 7 straturi, iar umplerea lacului în două etape. Caracteristicile materialelor din ansamblul discretizat s-au stabilit conform modelului hiperbolic Duncan-Chang pentru variantele extreme de caracteristici optimiste şi pesimiste. Ele se prezintă în tabelul 5.11.

Tabelul 5.11

Tip material / Caracteristici model hiperbolic		γ kN/m^3	C kPa	φ°	n	K	K_{ur}	G	D	F	R_f	K_o
Caracteristici optimiste	Material fundaţie	19,5	30	22°	0,78	1450	1600	0,38	0,0	0,0	0,7	0,65
	Conductă beton	21,7	200	45°	0,001	200000	200000	0,17	0,0	0,0	0,8	0,0
	Umpluturi	22,0	0.1	33°	0,38	900	1050	0,32	3,5	0,15	0,7	0,0
Caracteristici pesimiste	Material fundatie	19,5	30	22°	0,78	950	1100	0,38	0,0	0,0	0,7	0,65
	Conductă beton	21,7	200	45°	0,001	200 000	200000	0,17	0,0	0,0	0,8	0,0
	Umpluturi	22,0	0.1	33°	0,38	900	1050	0,32	3,5	0,15	0,7	0,0

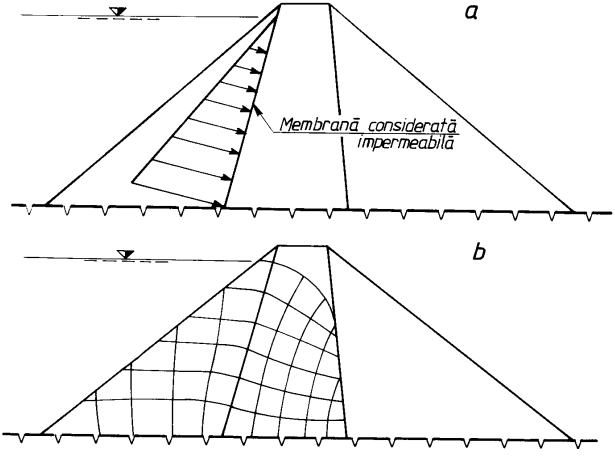


Fig. 5.66. Comparaţie între condiţiile de aplicare a încărcării: *a* - prima umplere a lacului, *b* - infiltraţii permanente.

În analizele cu programul ANSYS materialele din ansamblul discretizat au fost considerate cu comportare liniar-elastică, iar caracteristicile de calcul au corespuns valorilor zonale rezultate la terminarea construcţiei în simularea execuţiei cu programul SIMEX.

În figura 5.65 se prezintă spectrul deplasărilor în profil transversal al barajului Valea Sadului, determinat cu programul ANSYS la terminarea construcţiei şi după umplerea lacului.

La terminarea construcţiei barajului, structura de beton care traversează profilul transversal are o săgeată maximă (tasare maximă) de 29,5 cm în ipoteza materialelor cu caracteristici optimiste şi respectiv 43,5 cm în ipoteza caracteristicilor pesimiste (calcule cu programul SIMEX). În calculele cu programul ANSYS tasarea maximă în secţiunea galeriei a fost de 27 cm. Tasarea scade treptat către paramente unde poate fi considerată practic nulă. Pe direcţia orizontală amonte-aval structura tinde să se lungească, deplasările orizontale la extremităţi (paramente) fiind de 3,00 cm în cazul materialelor cu caracteristici pesimiste şi respectiv 2,00 cm în cealaltă ipoteză.

Umplerea lacului nu modifică semnificativ tasările maxime care ating 43,5 cm şi respectiv 32,1 cm în cele două ipoteze (calcule cu programul SIMEX). În calculele cu programul ANSYS, după umplerea lacului tasarea a crescut la 29 cm. În jumătatea amonte a structurii de traversare, urmare a umplerii lacului se produc tasări suplimentare care nu depăşesc 15 cm în oricare din ipotezele de calcul. Umplerea lacului produce o împingere a structurii de traversare care împreună cu umplutura are deplasări maxime de 7,0 cm şi respectiv 5,0 cm în ipotezele de calcul cu programul SIMEX. În varianta de calcul cu programul ANSYS deplasările orizontale maxime spre aval ale structurii de traversare au ajuns la 8,5 cm.

5.5.3. Infiltraţii permanente. Fracturarea hidraulică

În schema de încărcare asociată primei umpleri a lacului, presiunea hidrostatică s-a aplicat pe faţa amonte a nucleului. Această schemă ar corespunde ipotetic unei membrane impermeabile care acoperă faţa amonte a nucleului. În schema asociată infiltraţiei permanente, în nucleu există presiuni ale apei în pori în acord cu spectrul curgerii staţionare (fig. 5.66). În realitate nu există o distincţie clară între cele două scheme, prima fuzionând în cea de a doua. Dacă la aceste scheme limită se adaugă existenţa unor importante presiuni ale apei în pori din timpul construcţiei care nu s-au disipat până în momentul începerii umplerii lacului se obţine o imagine completă a stadiilor de lucru ale nucleului.

Analiza infiltraţiilor permanente se bazează pe legile care guvernează curgerea apei în medii poroase. Această problemă a fost prezentată în paragraful 4.4. Ecuatia generală a curgerii prin medii poroase rezultă din combinarea legii lui Darcy cu ecuaţia de continuitate. În regim staţionar ecuaţia curgerii are forma:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x \frac{\partial \varphi}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(k_y \frac{\partial \varphi}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(k_z \frac{\partial \varphi}{\partial z}\right) + q = 0 \ , \qquad (5.34)$$

unde *x*, *y*, *z* este sistemul cartezian tridimensional, k_x, k_y, k_z - coeficienţii de permeabilitate pe direcţiile *x*, *y* şi *z*; φ - funcţia de potenţial a vitezelor, *q* - debitul specific de alimentare a domeniului (+ infiltrare, - exfiltrare).

Rezolvarea ecuaţiei curgerii se tratează cel mai eficient prin metoda elementelor finite aşa cum s-a prezentat în paragraful 3.1. Reţeaua de discretizare utilizată în analiza deformaţiilor şi eforturilor este convenabil să fie folosită şi pentru analiza infiltraţiilor. Pe baza spectrului curgerii se determină distribuţia presiunilor apei din pori în zona situată sub curba suprafeţei libere. Schimbările în presiunile apei din pori conduc la schimbări în eforturile efective şi ca efect modificări ale deformaţiilor. Ele pot fi evaluate prin convertirea presiunilor din pori în forţe nodale echivalente în discretizarea de elemente finite.

Cunoaşterea distribuţiei eforturilor în nucleu este importantă pentru evaluarea riscului de fracturare hidraulică. Fenomenul de fracturare hidraulică a fost pentru prima dată descris de Kjaernsli şi Torblaa (1968) pentru explicarea fisurilor orizontale observate pe faţa amonte a nucleului barajului de pământ Hyttejuvet [43]. Ei ajung la concluzia că fisurile orizontale datorate fracturării hidraulice apar în zonele unde efortul vertical total (σ_v) este mai mic decât presiunea hidrostatică. Sherard (1973) compară presiunea hidrostatică într-un foraj piezometric cu efortul orizontal total corespondent calculat prin metoda elementelor finite. El stabileşte că o fisură va fi totdeuna deschisă pe planul perpendicular la efortul total principal minim (σ_3). Vaughan ş.a. (1970) analizează problemele de eroziune internă produse la barajul Balderhead. Ei consideră că eroziunea se datorează fracturării hidraulice în nucleu la un nivel în lac destul de scăzut (sub nivelul realizat după golirea pentru oprirea infiltraţiilor). Deoarece în acest caz presiunea hidrostatică a fost considerabil mai redusă decât presiunea din încărcarea de deasupra s-a considerat că au fost efecte de arcuire (bolţi de descărcare) sau alte efecte care au redus efortul total în zona fisurilor. Nici un criteriu precis privind producerea fracturilor hidraulice nu a putut fi stabilit în acest caz. Penman (1975) pe baza unor măsurători a stabilit că fracturarea hidraulică s-a produs atunci când presiunea apei din pori s-a situat între eforturile totale principale maxime şi minime. Un criteriu conservativ pentru eliminarea riscului de fracturare hidraulică este de a impune condiţia ca efortul total principal minor (σ_3) să fie mai mare decât presiunea din pori corespondentă. Un asemenea criteriu nu este însă totdeuna posibil de îndeplinit. Un criteriu mai realist ar fi ca $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ să fie mai mare decât presiunea din pori corespondentă [44].

În concluzie, în stadiul actual există mai multe criterii propuse pentru verificarea potenţialului de fracturare hidraulică. În figura 5.67 sunt ilustrate cele

mai importante dintre ele. Folosind notaţiile din figura 5.67, fracturarea hidraulică nu se produce atunci când sunt îndeplinite următoarele condiţii :

$$\gamma_w \cdot h_w < \sigma_v \quad \text{(pe faţa amonte a nucleului, Kjaernsli şi Torblaa)} \tag{5.35}$$

$$\left.\begin{array}{ll} p_w < \sigma_3 & \text{(conservativ)} \\ p_w < \dfrac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} & \end{array}\right\} \text{(în axul nucleului, Penman)}$$

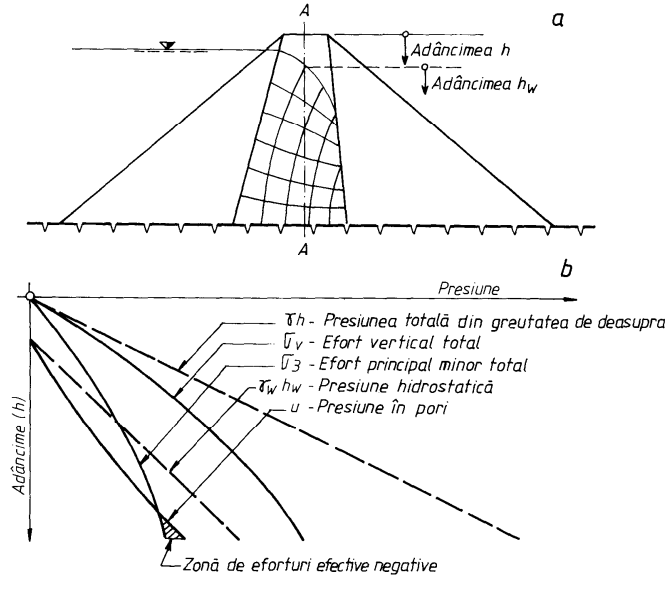


Fig. 5.67. Evaluarea riscului de fracturare hidraulică după Kjaernsli-Torblaa (1968) şi Penman (1975): *a* - spectru hidrodinamic, *b* - diagrame de presiuni în secţiunea A-A.

Calculul eforturilor, trebuie să se facă cât mai precis prin metoda elementelor finite pentru a considera efectele foarte mari ale rigidităţilor relative zonale din corpul barajului şi versanţi asupra distribuţiei eforturilor. Ca alternativă apare posibilitatea utilizării datelor de la măsurători *in situ.*

Datele obţinute în analiza de infiltraţii permanente se mai aplică în calculele de verificare a stabilităţii taluzului aval, pentru verificarea poziţiei suprafeţei libere a apei faţă de paramentul aval, precum şi pentru determinarea debitelor infiltrate din acumulare. De asemenea, starea de eforturi în ipoteza "infiltraţii permanente" este necesară ca o condiţie iniţială în analiza seismică. Acest ultim aspect va fi prezentat în capitolul 7.

5.5.4. Golirea rapidă a lacului

Golirea rapidă a lacului poate apare necesară din motive de siguranţă a barajului, cerinţe urgente pentru folosinţe ale apei acumulate sau alte situaţii speciale. Ea se caracterizează printr-o scădere rapidă a solicitărilor din presiunea hidrostatică în zona amonte a barajului. În situaţia barajelor cu etanşări pământoase, golirea rapidă corespunde condiţiei de solicitare nedrenată în elementul de etanşare (nucleu, mască) şi uneori în zonele interioare ale prismului amonte la barajele cu nucleu.

Schema de încărcare pentru o golire rapidă a lacului care urmează după schema de încărcare din infiltraţii permanente este ilustrată în figura 5.68. În analiza în elemente finite trebuie considerate următoarele trei efecte :

– suprimarea forţelor arhimedice în prismul amonte, care conduce la creşterea greutăţii proprii a elementelor din zona devenită uscată;

– suprimarea încărcărilor din presiunea apei pe faţa amonte a nucleului;

– reducerea încărcărilor din presiunea apei pe fundaţie (în ipoteza tere–nului de fundare impermeabil) cu greutatea coloanei de apă corespondentă scăderii în adâncime a lacului.

Suprimarea forţelor arhimedice în analizele prin elemente finite este convenabil a se face prin schimbarea greutăţii specifice a materialului din prismul amonte, şi apoi reevaluarea forţelor nodale echivalente. O schemă corespunzând acestui procedeu este arătată în figura 5.69. Deformaţiile corespondente în noua schemă de încărcare se recomandă a fi determinate pentru relaţiile efort-deformaţie corespunzătoare materialului saturat.

O problemă importantă în analiza efectelor golirii rapide este determinarea modificărilor presiunii apei din porii materialelor puţin permeabile.

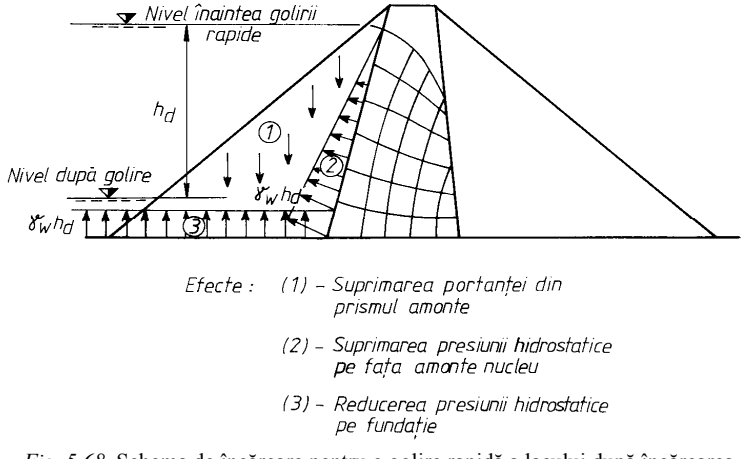


Fig. 5.68. Schema de încărcare pentru o golire rapidă a lacului după încărcarea din infiltraţii permanente.

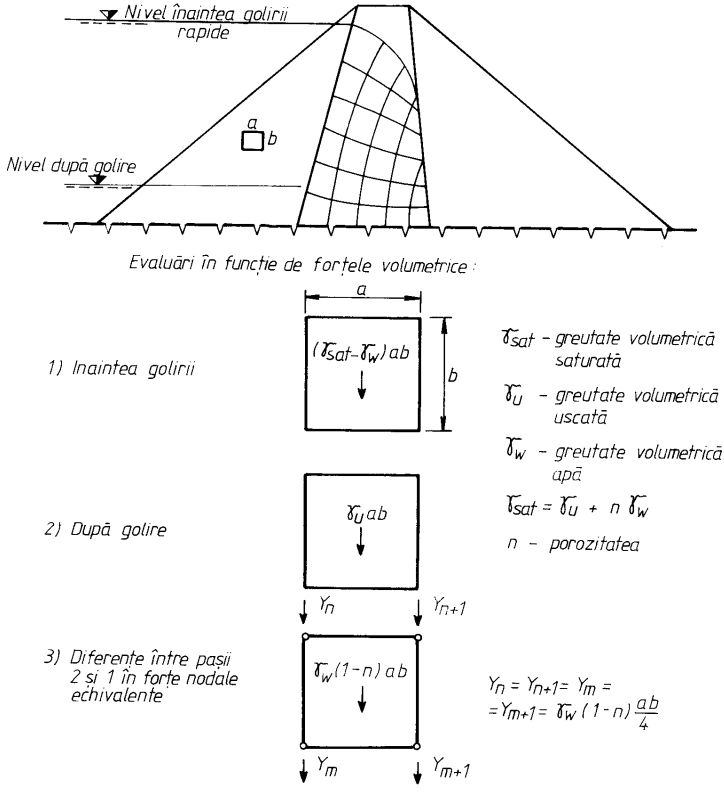

Nivel înaintea golirii rapide
a
b
Nivel după golire
Evaluări în funcție de forțele volumetrice:
1) Înaintea golirii
2) După golire
3) Diferențe între pașii 2 și 1 în forțe nodale echivalente
γ_{sat} - greutate volumetrică saturată
γ_u - greutate volumetrică uscată
γ_w - greutate volumetrică apă
$\gamma_{sat} = \gamma_u + n\,\gamma_w$
n - porozitatea
$Y_n = Y_{n+1} = Y_m = Y_{m+1} = \gamma_w (1-n) \frac{ab}{4}$

Fig. 5.69. Schemă pentru suprimarea forţelor arhimedice în cazul golirii rapide în analiza prin elemente finite.

Ipoteza de comportare complet nedrenată, care s-a admis în calculele prezentate mai înainte este de multe ori prea conservativă pentru analizele de stabilitate ale taluzului amonte care se fac în această schemă. Un calcul de infiltraţii în regim nepermanent pentru zona puţin permeabilă apare pe deplin justificat pentru obţinerea unor rezultate mai apropiate de natură. În figura 5.70 se prezintă unele rezultate obţinute de Stematiu şi Popescu (1983) în analiza de simulare a efectelor golirii lacului barajului Homoriciu în intervale de 20, 45 şi respectiv 90 de zile [45].

Coeficientul de permeabilitate al materialului argilos din nucleu, considerat în calcule, a fost de $0{,}25 \cdot 10^{-3}$ m/s. Datele ilustrate conduc la concluzia că în cazul golirii în 20 de zile ipoteza comportării complet nedrenate se confirmă. În schimb în cazul unei goliri lente a lacului de acumulare în 90 de zile se produc disipări importante ale presiunii din pori.

Golirea lacului se resimte mai puţin în interiorul nucleelor de lăţimi mari.

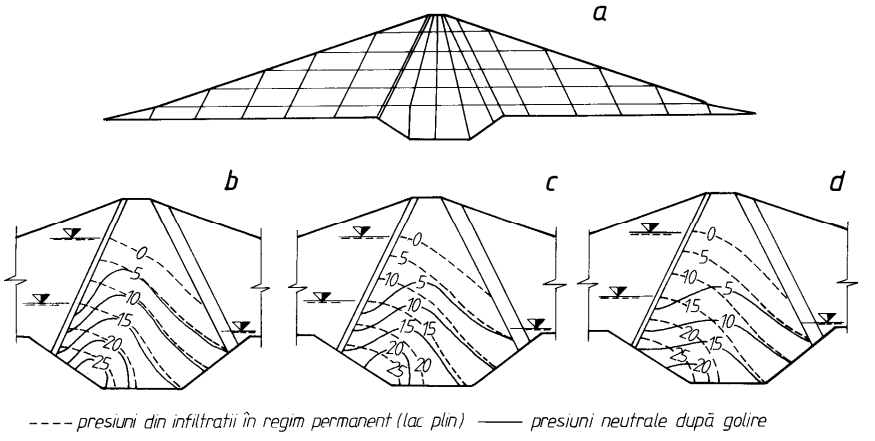


Fig. 5.70. Presiuni în porii nucleului barajului Homoriciu pentru diverşi timpi de golire a lacului: *a* - schema de discretizare, *b,c,d* - goliri în 20, 45 şi respectiv 90 de zile.

În cazul nucleelor alcătuite din pământuri cu permeabilitate medie ($k < 10^{-4}$ cm/s), variaţiile nivelului în lac, în general nu modifică presiunile apei din pori în zona situată la peste 20 m distanţă măsurată de la faţa amonte a nucleului.

5.5.5. Modele specifice pentru pământ şi anrocamente

În paragraful 3.3 s-au descris unele modele de materiale aplicate în domeniul barajelor, implementate în programele NONSAP, ADINA si SIMEX. Aici se vor face unele completări valabile cu deosebire pentru modelarea comportării pământului şi anrocamentelor din alcătuirea corpului barajelor.

Eisenstein şi Naylor subliniază că dintre idealizările necesare în analiza prin elemente finite a barajelor de umpluturi şi anume: idealizarea geometriei, a secvenţelor de construcţie, a schemelor de încărcare şi a comportării materialelor, ultima menţionată este probabil cea mai critică. Selectarea legilor de deformaţii-eforturi pentru materiale şi a parametrilor asociaţi necesită găsirea celui mai bun compromis între simplitate cu riscurile unor modelări grosiere şi respectiv sofisticare cu complicaţiile asociate ei. Un model constitutiv pentru materialele de umpluturi ar trebui în mod ideal să simuleze următoarele [30]:

(a) - dependenţa dintre caracteristicile de rigiditate şi istoria eforturilor (modulul de deformaţie volumetric trebuie să crească cu efortul efectiv mediu sau cu densitatea, modulul de deformatie tangenţială trebuie să se reducă cu efortul deviator pentru un efort efectiv mediu dat, rigiditatea la forfecare trebuie să crească cu efortul efectiv mediu);

(b) - creşterea rigidităţii la descărcare (prin descărcare se înţelege fie reducerea efortului deviator sau a efortului efectiv mediu);

(c) - îndeplinirea unui criteriu de cedare plastică de tip Mohr-Coulomb sau similar;

(d) - variaţia în timp a deformaţiilor sub efort constant;

(e) - dilatanţa (capacitatea de a modela variaţii de volum la încărcări de forfecare pură - efort mediu constant - în condiţii drenate sau modificări în presiunea apei din pori în condiţii nedrenate dacă pamântul este saturat);

(f) - anizotropia (dependenţa rigidităţii şi posibil a rezistenţei, în funcţie de direcţie).

Dintre modelele existente, nici unul nu reproduce toate cerinţele menţionate mai înainte. În tabelul 5.12 se face o sinteză asupra capacităţii principalelor grupe de modele de materiale semnalate în literatură de satisfacere a acestor cerinţe [31].

Tabelul 5.12

Modele de material			**Capacitatea de modelare a cerinţelor**					
			a	**b**	**c**	**d**	**e**	**f**
Liniar elastice			-	-	-	-	-	O
Neliniare	variabil elastice	Biliniare	-	I	I	-	-	-
		Hiperbolice	I	I	I	-	-	-
		K - G	I	O	I	-	-	-
	Elasto-plastice		I	I	I	-	I	I
Vâscoase (reologice)			O	-	O	I	O	O

(I - implicit, O - opţional)

Aplicabilitatea unui model depinde în mare măsură de experienţa deja obţinută în aplicarea lui, corectarea şi calibrarea lui prin postanalize bazate pe simularea unor măsurători *in situ*, gradul de cunoaştere a parametrilor constitutivi. Experienţa a arătat că în destule cazuri o predicţie mai bună s-a obţinut cu modele liniar elastice decât cu modele mai sofisticate atunci când utilizatorul a ştiut să aleagă valori corespunzătoare pentru E şi μ (modul de elasticitate Young şi coeficient Poisson).

Modelul liniar elastic izotrop, definit prin parametrii $E\left(E'\right)$ şi $\mu(\mu')$ rămâne în continuare cel mai larg utilizat. Deoarece proprietăţile pământurilor se definesc uzual prin modulul de compresibilitate $K\left(K'\right)$ şi modulul de deformaţie tangenţială $G\left(G'\right)$ este recomandabil ca modelul să se construiască cu aceşti parametri. Notaţiile din parantezele de mai înainte se referă pentru cazul când parametrii modelează relaţia deformaţii-eforturi efective. În cazul când se lucrează cu efortul total relaţiile de legătură au forma:

– analiză tridimensională: $K = \dfrac{E}{3\,(1-2\mu)}$ $\qquad$ $G = \dfrac{E}{2\,(1+\mu)}$ $\qquad$ (5.36)

– analiză plană-stare de deformaţie plană:

$$K = \frac{E}{2\,(1+\mu)\,(1-2\mu)} \quad G = \frac{E}{2\,(1+\mu)}\,.$$

În cazul aplicaţiilor în eforturi efective (materiale nedrenate), se recomandă introducerea unui modul de compresiune şi pentru apă K_f. Naylor (1974) admite că deformaţiile apei din pori (tratat ca un continuu ocupând acelaşi spaţiu fizic ca şi scheletul solid) şi ale scheletului solid sunt identice. Modulul K_f se determină cu relaţia :

$$K_f = \frac{K'\overline{B}}{1-\overline{B}}\,, \tag{5.37}$$

unde $\overline{B}$ este parametrul presiunii apei din pori din relaţia Skempton (5.33).

În evaluarea matricei [*E*] se vor utiliza parametrii :

$$G = G' \qquad \text{şi} \qquad K = K' + K_f\,. \tag{5.38}$$

Între modelele liniar elastice anizotrope, modelul cu izotropie transversală (depozite stratificate), apare a fi singurul care prezintă interes în mecanica pământurilor. El este construit pe baza a 5 parametri independenţi: $E_v, E_h, \mu_{vh}, \mu_{hh}, G_{vh}$ indicii *v*, *h* referindu-se la direcţia verticală şi respectiv orizontală. Într-o variantă îmbunătăţită G_{vh} este exprimat în funcţie de ceilalţi patru parametri. Modelul nu a avut totuşi multe aplicaţii în domeniul barajelor de umpluturi.

Modelele variabil elastice se împart în modele multiliniare, constând dintr-o succesiune de modele liniar elastice cu parametri diferiţi în funcţie de nivelul eforturilor şi modele continuu variabil elastice. La ultima grupă modulii mecanici se exprimă ca funcţii analitice de nivelul eforturilor.

Cel mai cunoscut model din această categorie este modelul hiperbolic dezvoltat de Duncan-Chang (1970) şi prezentat deja în paragraful 3.3. Principalul avantaj al modelului constă în experienţa largă obţinută pe baza aplicării lui foarte frecvente de peste două decenii în domeniul barajelor din umpluturi. Modelul poate fi utilizat atât pentru calculul eforturilor efective (utilizând parametrii din încercări drenate), cât şi pentru eforturi totale (cu parametrii din încercări nedrenate).

Pe lângă posibilitatea de reproducere a unor fenomene caracteristice comportării umpluturilor, modelul hiperbolic prezintă şi avantajul unor determinări simple, după o metodologie bine pusă la punct, a celor 9 parametri ai modelului, prin încercări în triaxial. În figura 5.71 se ilustrează modul de determinare a unora dintre aceşti parametri (v. şi relaţiile (3.120)...(3.126) din vol. 1).

Din încercarea triaxială se obţin puncte în planul ε_a, $\dfrac{\varepsilon_a}{\sigma_1-\sigma_3}$ care se aşează pe o dreaptă având ecuaţia :

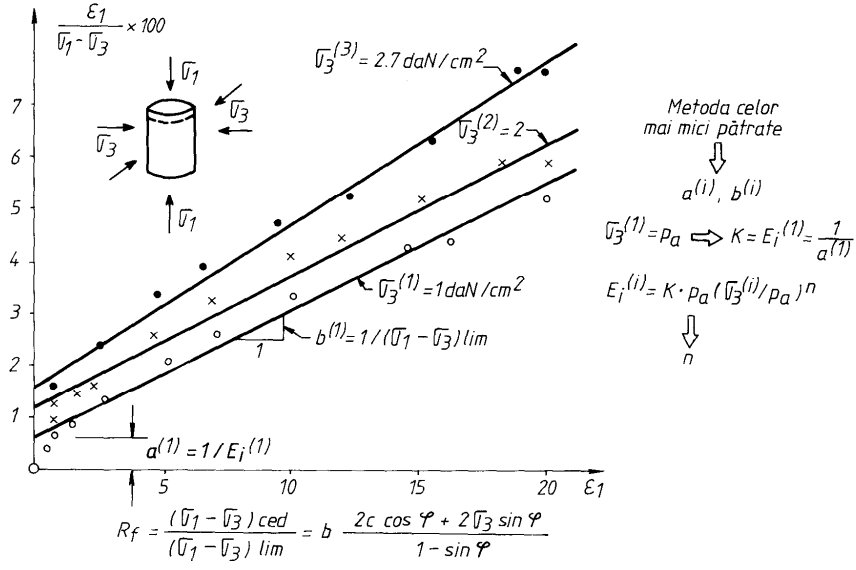

ε1 / (σ1 - σ3) × 100
σ3(3) = 2.7 daN/cm2
σ3(2) = 2
σ3(1) = 1 daN/cm2
b(1) = 1/(σ1 - σ3) lim
a(1) = 1/Ei(1)
Metoda celor mai mici pătrate
a(i), b(i)
σ3(1) = pa ⇨ K = Ei(1) = 1/a(1)
Ei(i) = K · pa (σ3(i)/pa)n
n
Rf = (σ1 - σ3) ced / (σ1 - σ3) lim = b 2c cos φ + 2σ3 sin φ / 1 - sin φ

Fig. 5.71. Determinarea experimentală a parametrilor modelului hiperbolic Duncan-Chang.

$$\frac{\varepsilon_a}{\sigma_1 - \sigma_3} = a + b\varepsilon_a \quad \text{pentru} \quad \sigma_3 = ct. \tag{5.39}$$

Fiecare dreaptă furnizează câte o valoare pentru *a* şi *b* în funcţie de efortul minim σ_3 conform relaţiilor:

$$a(\sigma_3) = \frac{1}{E_i(\sigma_3)} \quad \text{şi} \quad b(\varepsilon_3) = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\lim}}. \tag{5.40}$$

Dispunând de mai multe valori *a*, pentru mai multe valori σ_3 şi utilizând relaţia (3.121) se obţin prin metoda celor mai mici pătrate parametrii *K* şi *n*.

Parametrul R_f rezultă din relaţiile (3.122) şi (3.123) după determinarea valorilor coeziunii *c* şi unghiului de frecare interioară φ, tot din încercările triaxiale respective.

Parametrii coeficientului Poisson se calculează dintr-o relaţie liniară care exprimă legătura dintre deformaţia axială (ε_a) şi deformaţia radială (ε_r):

$$\frac{-\varepsilon_r}{\varepsilon_a} = \mu_i - D\varepsilon_r \tag{5.41}$$

şi o altă relaţie care redă valoarea iniţială a coeficientului Poisson (μ_i) în funcţie de efortul minim (σ_3):

$$\mu_i = G - F \log\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right), \tag{5.42}$$

unde D este un parametru adimensional, G - coeficientul Poisson pentru $\sigma_3 = p_a$, F - parametru de reducere în funcţie de creşterea efortului minim.

În tabelul 5.13 se prezintă sintetic după Seed ş.a. (1975) semnificaţia celor 9 parametri ai modelului [46] .

Tabelul 5.13

Parametru	**Nume**	**Funcţie**
$K,\ K_{ds}, n$	Parametri numerici pentru E_i şi E_d	Leagă E_i şi E_d de σ_3
c	coeziune	Leagă $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}$ de σ_3
φ	unghi de frecare interioară	
R_f	raport de rupere	Leagă $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\lim}$ de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}$
$\boldsymbol{G}$	parametri numerici	Valoarea lui μ_i pentru $\sigma_3 = p_a$
F	pentru coeficientul	Scăderea lui μ_i în funcţie de σ_3
D	Poisson	Rata de creştere a lui μ_i cu deformaţia

Modelul hiperbolic are şi unele limite între care se citează:

– nu modelează fenomenul de dilatanţă;

– valorile parametrilor depind de densitatea şi umiditatea materia–lelor, condiţiile de drenaj şi nivelul eforturilor; rezultă că valorile corecte ale parametrilor se obţin numai atunci când condiţiile din laborator sunt similare celor *in situ.*

Un alt model variabil elastic, asemănător cu cel hiperbolic, dar mai puţin cunoscut, este modelul $K - G$ propus de Naylor (1975). Modulul de compresibilitate K şi modulul de deformaţie tangenţială G sunt legaţi prin relaţii liniare de invarianţii eforturilor $I_1,\ I_2$ (totale sau efective) :

$$\begin{aligned} K &= K_1 + \alpha_k\, I_1 \\ G &= G_1 + \alpha_G\, I_1 + \beta_G \sqrt{3 I_2} \end{aligned} \tag{5.43}$$

unde $K_1, G_1, \alpha_K, \alpha_G, \beta_G$ sunt constante ale materialului. Criteriul de cedare care stă la baza modelului, reprezentat în spaţiul eforturilor principale printr-o suprafaţă conică, poate fi în funcţie de valorile parametrilor α, β: Mohr-Coulomb, Von Mises, Drucker-Prager sau un criteriu intermediar utilizat de Naylor şi Zienkiewicz (1971).

Unele modele elasto-plastice implementate în programele NONSAP şi ADINA au fost deja prezentate în paragraful 3.3. Aici se va face o sistematizare a acestor modele după Popescu [31].

Relaţiile constitutive în analiza elasto-plastică se determină pe baza următoarelor trei condiţii: criteriul de cedare, legea de curgere plastică, legea de ecruisare.

Criteriul de cedare, sau ecuaţia suprafeţei de cedare, specifică starea tridimensională de eforturi corespunzătoare începerii curgerii plastice

$$f\left(\underline{\sigma}, S\right) = 0\,, \tag{5.44}$$

unde γ_w este tensorul eforturilor unitare, iar S este o colecţie de variabile structurale, cuprinzând scalari şi tensori.

După tipul suprafeţei de cedare, modelele elasto-plastice sunt:

– cu suprafaţa de cedare deschisă, conform criteriilor Tresca, Von Mises, Mohr-Coulomb, Drucker-Prager la care plasticizarea apare la atingerea unei anumite stări de efort limită (fig. 5.72,*a*,*b*);

– cu suprafaţa de cedare închisă (modele de stare critică) la care trecerea în domeniul plastic se produce şi atunci când starea de efort corespunde unor deformaţii excesive (fig. 5.72,*c*).

Modelele cu suprafaţa de cedare deschisă simulează numai cedarea la eforturi tangenţiale şi se aplică la studiul comportării materialelor necoezive. Celelalte pot simula şi plasticizarea datorită deformaţiilor volumetrice mari şi sunt mai indicate pentru argile.

Legea de curgere plastică :

$$\dot{\underline{\varepsilon}}^{\,p} = <\dot{\lambda}> \underline{P}\left(\underline{\sigma}, S\right) \tag{5.45}$$

furnizează direcţia creşterii deformaţiei plastice, prin tensorul $\underline{P} = \dfrac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}}$, unde $\underline{\sigma}, S$ este funcţia de potenţial plastic, precum şi mărimea ei, prin funcţia de încărcare plastică, $\dot{\lambda}$.

Prezenţa parantezelor Macauley ($<\dot{\lambda}> = \dot{\lambda}$ pentru $\dot{\lambda} \geq 0$ şi $<\dot{\lambda}> = 0$ pentru $\dot{\lambda} < 0$) impune restricţii asupra modului de producere a deformaţiilor plastice.

Legile de curgere asociate unui criteriu de cedare ($g = f$) implică modelarea numai a dilatanţei pozitive (creşterea volumului datorată solicitărilor de forfecare în domeniul plastic) care, în cazul unghiurilor de frecare mari, devine exagerată. Cercetări experimentale cu diverse materiale de tip fricţional au arătat că pentru modelarea corectă a modificărilor de volum produse de solicitările de forfecare se impune utilizarea legilor de curgere neasociate ($g \neq f$) (fig. 5.72,*b*).

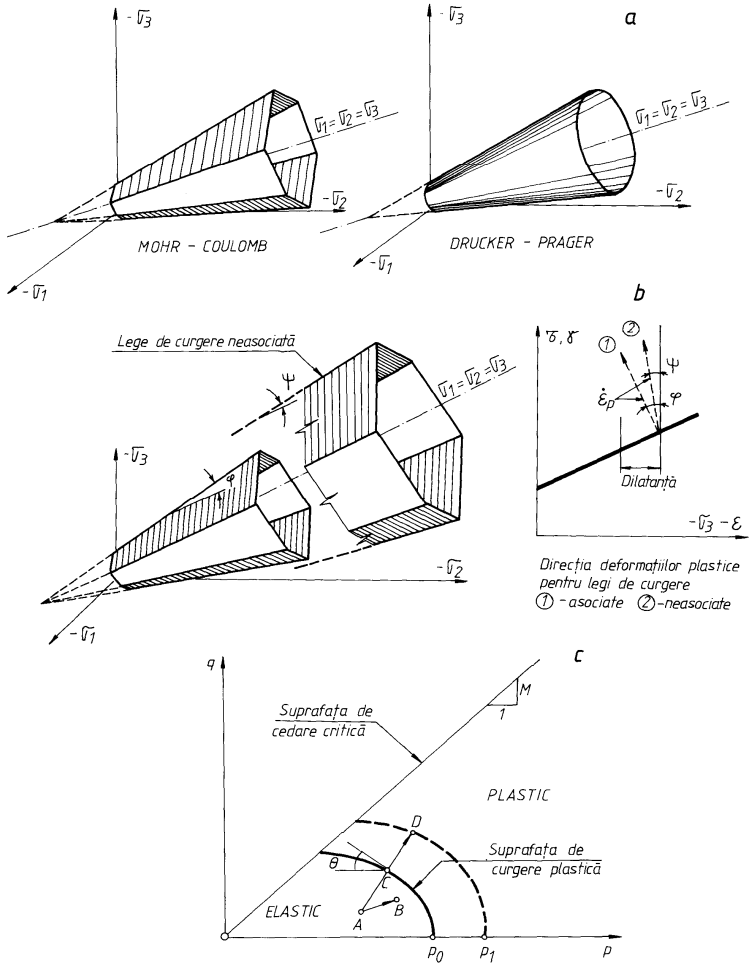


Fig. 5.72. Reprezentarea suprafeţelor de cedare plastică: *a* - deschisă, cu lege de curgere neasociată, *b* - deschisă cu lege de curgere asociată, *c* - închisă.

Legea de ecruisare :

$$\dot{S} = < \dot{\lambda} > . \overline{S} \left(\underline{\sigma}, S \right) \tag{5.46}$$

specifică modul de modificare a suprafeţei de cedare pe parcursul producerii curgerii plastice. Ecruisarea poate fi :

– izotropă (fig. 5.73,*a*) corespunzând cazului când suprafaţa de cedare se extinde uniform, dar nu îşi schimbă orientarea sau poziţia în spatiul eforturilor;

– cinematică (fig. 5.73,*b*) când punctul de efort translatează suprafaţa de cedare în spaţiul eforturilor iar aceasta nu-şi modifică dimensiunile;

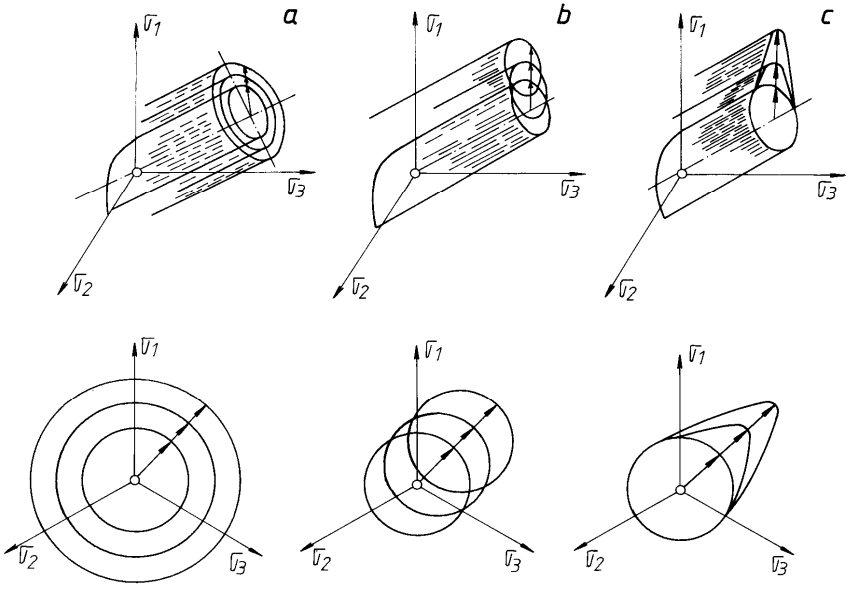


Fig. 5.73. Tipuri de ecruisări reprezentate în spaţiul eforturilor principale şi în planul deviator: *a* - izotropă, *b* - cinematică, *c* - cu efect local.

– cu efect local (fig. 5.73,*c*) când punctul de efort deformează local suprafaţa de cedare, cu formarea unui vortex.

Unul dintre cele mai frecvent aplicate modele elasto-plastice pentru geomateriale este aşa numitul model CAM CLAY dezvoltat la Cambridge în perioada 1950-1960 de Roscoe şi colaboratorii săi. În figura 5.72,*c* se prezintă zonele de comportare elastică şi plastică, reprezentate în spaţiul eforturilor, pentru un material consolidat la efortul efectiv p_0. Ele sunt separate de o suprafaţă de curgere plastică şi limitate de suprafaţa de stare critică. Deformaţiile ilustrate în figură sunt numai elastice (asociate creşterii de efort AB) sau elastice şi plastice (asociate creşterii de efort AD). În cea de a doua situaţie punctul de efort translatează suprafaţa de curgere (linia întreruptă din fig. 5.72,*c*). Modelul face parte din categoria celor cu ecruisare izotropă.

După 1970 au fost dezvoltate şi o serie de modele cu ecruisare cinematică sau combinată - Lade (1977), Prevost (1978), Nakai şi Matsuoka (1983). Acestea s-au dovedit a simula mai corect comportarea geomaterialelor observată pe cale experimentală, precum şi efectele de histerezis deosebit de importante în cazul solicitărilor dinamice.

Finn (1987) apreciază că deşi modelele elasto-plastice au caracteristici care le fac mai apropiate de comportarea geomaterialelor observată pe cale experimentală, modelele neliniar elastice sunt încă utilizate mai frecvent.

În cazul geomaterialelor cu deformaţii de curgere lentă, legea efort-deformaţie se poate modela prin asocierea unor modele reologice. În funcţie de proprietăţile materialului se pot cupla două sau mai multe modele, capabile să simuleze diversele tipuri de deformaţii.

Ionescu (1977) propune pentru anrocamente un model vâsco-elasto-plastic format din trei modele mecanice înseriate, cu simularea a trei tipuri de deformaţii (fig. 5.74) [47] :

– un model Hooke, pentru deformaţiile elastice ale blocurilor ;
– un model Kelvin, care reproduce deformaţiile vâscoase reversibile;
– un model Ionescu, format dintr-un sistem de bare articulate şi un piston Maxwell, pentru simularea deformaţiilor remanente cauzate de reaşezarea blocurilor.

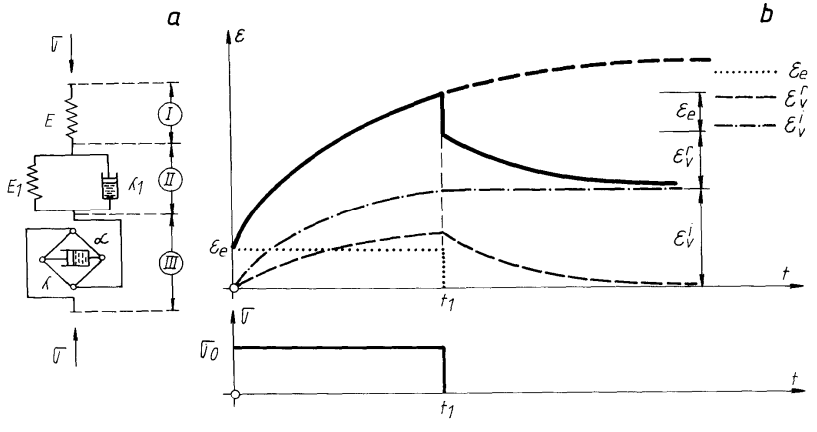


Fig. 5.74. Modelul vâsco-elasto-plastic elaborat de Ionescu [47]: *a* - schema mecanică, *b* - deformaţii specifice sub efort constant.

Modelul s-a aplicat cu rezultate bune pentru simularea evoluţiei în timp a deformaţiilor barajelor din anrocamente în perioada de construcţie şi exploatare, fiind recomandat mai ales în cazul unor execuţii lente şi atipice [37].

5.5.6. Comparaţii cu măsurători *in situ*

Aplicabilitatea modelelor de geomateriale prezentate mai înainte este în corelaţie directă cu capacitatea lor de a reproduce deformaţiile şi eforturile măsurate în natură. Această comparaţie serveşte, de asemenea, la tararea modelelor şi la perfecţionarea lor.

Barajul Llyn Briann ($H = 84{,}5$ m) din piatră cu nucleu de argilă intrat în exploatare în 1972 a fost unul din primele baraje la care rezultatele calculelor în elemente finite pentru diverse modele de materiale au fost verificate cu măsurători *in situ*. Penman şi Charles (1973) determină modulul Young al umpluturilor de piatră prin teste edometrice şi simulează prin elemente finite în ipoteza comportării liniar elastice, execuţia barajului. Unele rezultate privind deplasările din prismul aval sunt ilustrate în figura 5.75 [48]. Similitudinea între valorile corespondente calculate sau măsurate poate fi considerată satisfăcătoare deşi izolat raportul între valorile măsurate şi cele calculate ajunge la doi.

Acelaşi baraj a fost analizat din punct de vedere al deplasărilor din perioada construcţiei de către Cathie şi Dungar (1978) care au folosit trei modele de material: liniar elastic, hiperbolic - variabil elastic şi elasto-plastic.

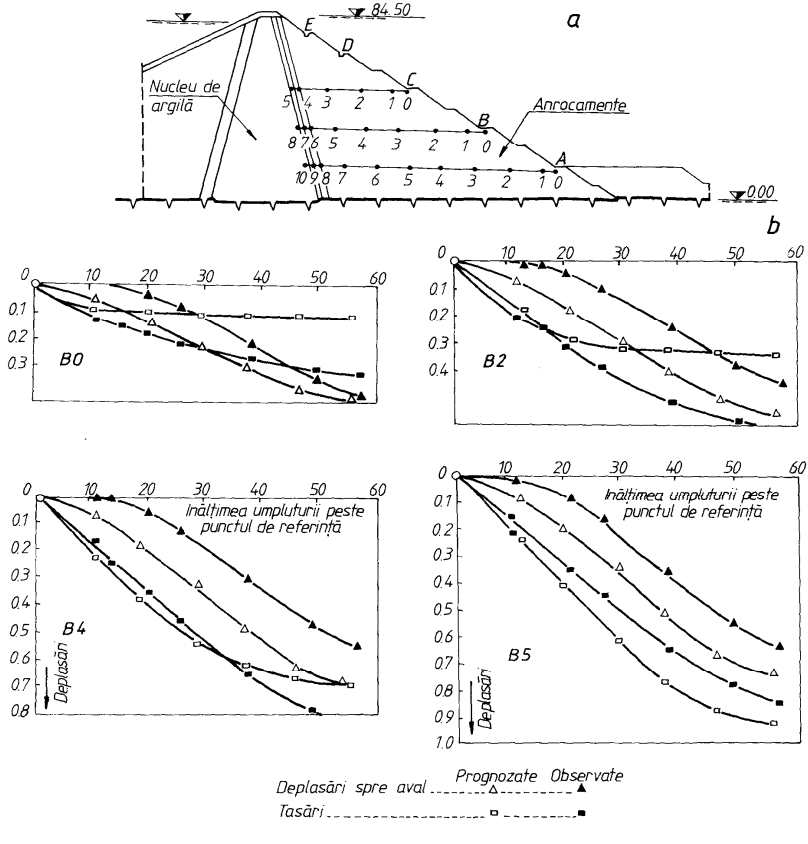


Fig. 5.75. Barajul Llyn Brianne - comparaţie între deplasările calculate şi măsurate în timpul execuţiei: *a* - secţiune transversală cu indicarea punctelor de măsură, *b* – diagrame comparative [48].

Analizele liniar elastice au fost efectuate atât bidimensional, cât şi tridimensional [49]. În figura 5.76 sunt prezentate câteva rezultate comparative pentru punctul B4. Poziţia punctului în secţiunea barajului Llyn Brianne poate fi identificată din figura 5.75,*a*. Concluzia autorilor a fost că cele mai apropiate tasări calculate faţă de valorile corespundente măsurate au fost obţinute în analizele liniar elastice. Deplasările orizontale calculate în modelele liniar elastice nu au corespuns însă cu valorile măsurate. În opinia autorilor principala sursă de eroare s-a datorat incapacităţii modelelor liniar elastice de a modela deformaţiile nucleului generate de fenomenul de consolidare. Această problemă va fi studiată în paragraful următor.

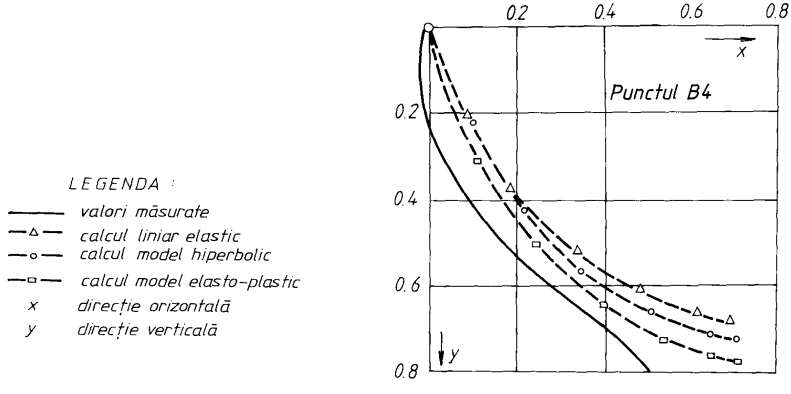


Fig. 5.76. Deplasări relative calculate şi măsurate în punctul B4 din secţiunea barajului Llyn Brianne (fig. 5.75) [49].

Eisenstein şi Law (1979) compară trei modele de deformaţii-eforturi prin rezultatele obţinute în simularea execuţiei barajului de pământ cu nucleu argilos Mica ($H = 242$ m). Cele trei modele au fost: hiperbolic convenţional (fig. 5.77,*a*), bazat pe prelucrarea testelor din triaxial în cei trei invarianţi de efort, deformaţii axiale şi deformaţii tangenţiale octaedrale (fig. 5.77,*b*) şi respectiv constituit din modulii elastici neliniari obţinuţi din edometru şi testele de compresiune izotropică.

Primele două modele au condus la rezultate destul de apropiate privind tasările în timpul execuţiei barajului dar ele nu fost confirmate de măsurători (fig. 5.78). Analizele bazate pe datele obţinute în triaxial au supraestimat tasările de la încheierea construcţiei de 2,5...3,5 ori.

Al treilea model bazat pe teste edometrice a condus la rezultate mult mai apropiate de măsurătorile *in situ*. În figura 5.79 sunt prezentate diagrame de deplasări orizontale la terminarea construcţiei barajului Mica, evaluate pe baza

primelor două modele menţionate mai înainte. Corectitudinea acestor rezultate nu a putut fi însă verificată cu datele *in situ* din cauza insuficienţei măsurătorilor.

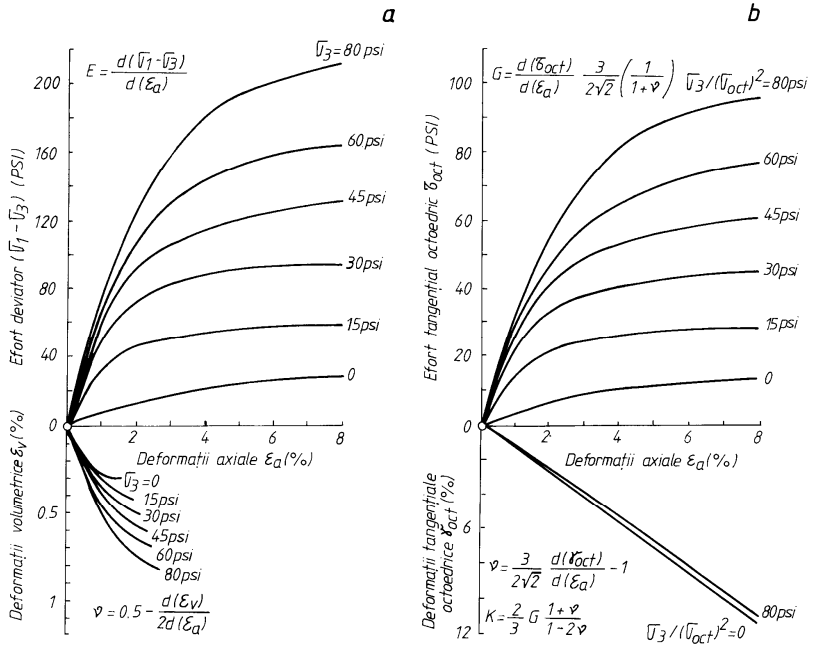


Fig. 5.77. Teste din triaxial reprezentate în două sisteme: *a*- convenţional; *b*- bazat pe invarianţii de efort.

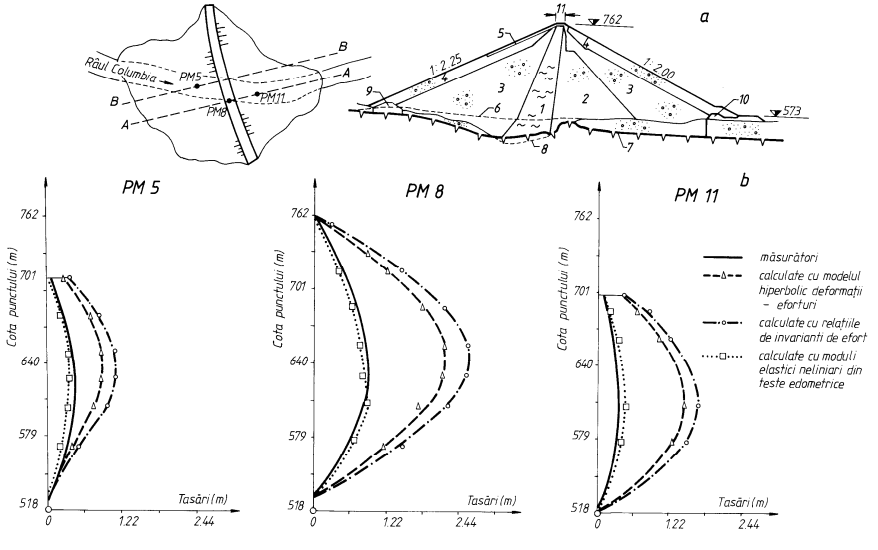


Fig. 5.78. Deplasări calculate şi măsurate la terminarea construcţiei barajului Mica: *a* - secţiune tip şi plan de situaţie cu indicarea secţiunilor analizate: *1* - nucleu din umplutură galciară, *2* - zonă de tranziţie, *3* - nisip şi pietriş, *4* - piatră cu nisip sau anrocamente, *5* - riprap din pietriş şi bolovani sau anrocamente, *6* - linia iniţială a terenului, 7 - roca de bază, *8* - limita zonei consolidate prin injecţii *9* - batardou amonte, *10* - batardou aval, *b* - diagrame comparative asupra tasărilor.

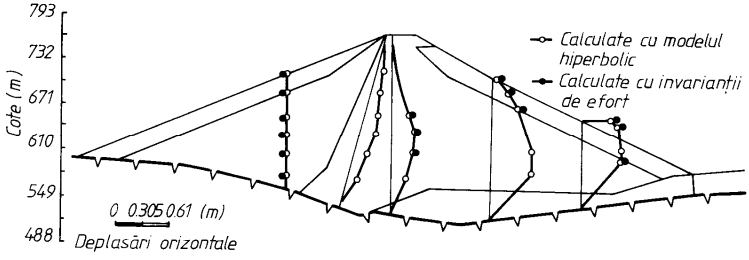


Fig. 5.79. Deplasări orizontale calculate la terminarea construcţiei barajului Mica.

Răspunsul în deplasări al materialelor de umplutură din corpul barajelor este ştiut că depinde de istoria încărcării. Acest fapt este datorat componentelor vâsco-plastice care caracterizează comportarea pământurilor. Diferenţele foarte mari care apar uneori între deplasările calculate utilizând date obţinute în triaxial şi cele efective măsurate par a putea fi explicate prin acest fenomen.

Introducerea factorului timp în evaluarea deformaţiilor şi eforturilor în corpul barajelor din umpluturi este de dorit în măsura în care datele din teren sunt suficiente pentru tararea modelelor matematice. În figura 5.80 sunt ilustrate tasările barajului Leşu (H = 60,50 m) de piatră cu mască de beton armat, produse în timpul execuţiei (18 luni) şi în continuare într-o perioadă de circa 3 ani, calculate cu modelul Ionescu descris mai înainte.

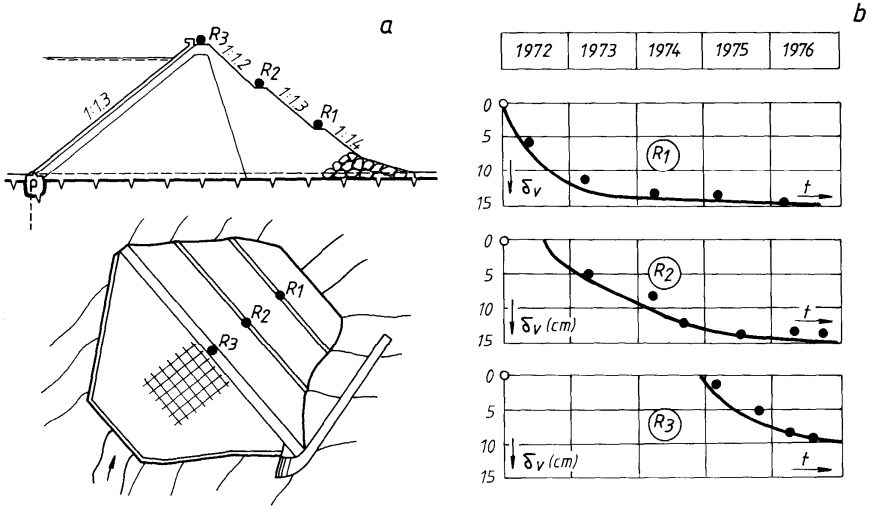


Fig. 5.80. Barajul Leşu - comparaţie între tasările măsurate şi calculate: *a* - plan de situaţie cu poziţionarea reperilor; *b* - tasări măsurate (cercuri negre) şi calculate (linie continuă).

Datele prezentate conduc la concluzia că deşi metoda elementelor finite a devenit un instrument puternic şi frecvent aplicat pentru analiza deformaţiilor şi eforturilor în barajele din umpluturi, metoda însăşi nu poate garanta acurateţea predicţiilor. Elementele cheie pentru o analiză care să modeleze situaţia reală sunt legile constitutive sau relaţiile deformaţii-eforturi folosite pentru descrierea comportării geomaterialelor din sistemul baraj-fundaţie şi valorile selecţionate pentru parametrii lor caracteristici.

5.6. Analiza consolidării şi infiltraţiilor

5.6.1. Consideraţii introductive

Simularea construcţiei unui baraj din umpluturi cu nucleu argilos, sau mai general, a oricărui rambleu alcătuit din materiale puţin permeabile trebuie să includă factorul timp datorită generării şi disipării presiunii apei din pori. Efectele presiunilor din pori şi a istoriei lor sunt importante nu numai pentru evaluarea evoluţiei în timp a deformaţiilor dar şi pentru fenomenele de transfer de eforturi care se produc în umpluturile neomogene.

Presiunea apei în pori apare în pământurile argiloase cu permeabilitate în general redusă ($k = 10^{-4}...10^{-7}$ cm/s) după atingerea stării saturate sau vecine saturaţiei. În acest stadiu dacă încărcările verticale continuă să crească, de exemplu prin greutatea straturilor nou depuse în cazul construcţiei unui baraj, apa din pori intră sub presiune preluând iniţial chiar 100% din încărcarea suplimentară. Acest fenomen se produce deoarece apa este practic incompresibilă în raport cu scheletul solid iar expluzarea apei din pori se face foarte lent din cauza permeabilităţii reduse a pământului argilos.

Rezultă că presiunea apei din pori este maximă la începutul aplicării încărcării suplimentare (un nou strat de umpluturi în timpul execuţiei). În timp, apa sub presiune din pori este expulzată spre exterior datorită gradienţilor hidraulici. Volumul porilor scade pe măsura expulzării şi scăderii presiunii apei din pori şi scheletul solid preia treptat o cotă parte mai mare din încărcarea suplimentară. Acest proces se numeşte consolidare. Consolidarea unui material este încheiată atunci când scheletul solid a preluat integral încărcarea exterioară.

Relaţia de echilibru între starea de efort total $\{\sigma\}_t$, starea de efort efectivă $\{\sigma'\}_{ef}$ şi presiunea apei din pori p a mai fost discutată pe parcursul acestei lucrări (v. relaţiile (3.92) şi (5.30)). În problema plană, relaţia se reduce la forma:

$$\{\sigma'\}_{ef} = \{\sigma\}_t + \{m\}p, \tag{5.47}$$

unde:

$$\{\sigma'\}_{ef}^T = \{\sigma'_x,\ \sigma'_y,\ \tau'_{xy}\}; \qquad \{\sigma\}_t^T = \{\sigma_x,\ \sigma_y,\ \tau_{xy}\}; \qquad \{m\} = \{1,\ \ 1,\ \ 0\}$$

şi cu semnul + s-au notat eforturile de întindere.

Presiunea apei din pori influenţează extrem de negativ stabilitatea barajelor. Pământurile se rup prin depăşirea eforturilor tangenţiale, unul din criteriile uzuale de rupere admise fiind criteriul Coulomb:

$$f(\sigma_1', \sigma_2', \sigma_3') = 0 \tag{5.48}$$

sau:

$$\tau_r = c' + (\sigma - p)\ \mathrm{tg}\varphi' = c' + \sigma' \mathrm{tg}\varphi', \tag{5.49}$$

unde c' şi φ' sunt coeziunea şi respectiv unghiul de frecare interioară determinaţi în raport cu eforturile efective.

În figura 5.81, folosind reprezentarea stării de eforturi într-un punct prin cercul lui Mohr se demonstrează producerea ruperii datorită presiunii apei din pori. Se consideră iniţial o stare de eforturi în punctul din masiv σ_1' şi $\sigma_3' = \mu\sigma_1'$, cercul lui Mohr fiind situat sub dreapta lui Coulomb, deci masivul fiind stabil. Se consideră (cazul A) o creştere a încărcării verticale suplimentare unitare $\Delta\sigma_1$ în condiţii de drenare completă. Noua stare de eforturi în punctul considerat va fi:

$$\begin{aligned} \sigma_{1A}' &= \sigma_1' + \Delta\sigma_1 \\ \sigma_{3A}' &= \sigma_3' + \mu\Delta\sigma_1 = \mu(\sigma_1' + \Delta\sigma_1) \end{aligned} \tag{5.50}$$

Cercul lui Mohr pentru cazul A, arată că masivul îşi menţine în continuare stabilitatea. Dacă acum se consideră (cazul B) că masivul este complet nedrenat, creşterea suplimentară verticală a încărcării $\Delta\sigma_1$ va fi preluată în întregime de apă care intră sub presiune $p = \Delta\sigma_1$. Starea de eforturi în punctul considerat devine:

$$\begin{aligned} \sigma_{1B}' &= \sigma_1' + \Delta\sigma_1 - p = \sigma_1' \\ \sigma_{3B}' &= \sigma_3' - p \end{aligned} \tag{5.51}$$

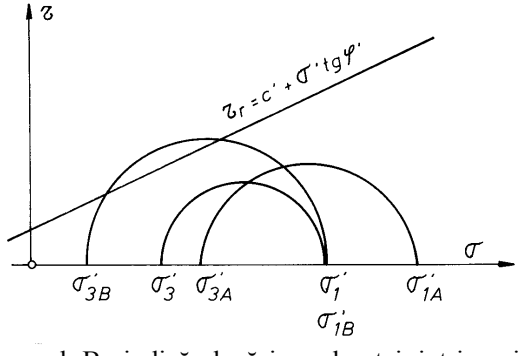


Fig. 5.81. Ruperea unui material datorită presiunii apei din pori.

Cercul lui Mohr pentru cazul B, indică depăşirea dreptei intrinseci a materialului şi deci amorsarea unei ruperi a masivului din punctul respectiv.

Skempton a stabilit o relatie experimentală directă pentru calculul creşterii presiunii apei din pori (Δp) într-un masiv încărcat succesiv cu greutatea straturilor de deasupra (cazul unui baraj de pământ pe durata construcţiei). Relaţia a fost deja prezentată (5.32), ea putând fi scrisă şi sub forma :

$$\Delta p = B\left[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)\right] \tag{5.52}$$

sau:

$$\frac{\Delta p}{\Delta\sigma_1} = B\left[1 - (1-A)\left(1 - \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1}\right)\right] = \overline{B}$$

unde $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_3$ sunt creşterile eforturilor principale ($\Delta\sigma_3 = \mu\Delta\sigma_1$), iar A, B respectiv $\overline{B}$ sunt nişte coeficienţi determinaţi experimental.

În mod obişnuit coeficientul $\overline{B}$ are valori cuprinse între 0,50...0,75 şi poate ajunge chiar la 1,00 în pământurile saturate cu permeabilitate foarte redusă. Variaţia coeficientului $\overline{B}$ pe durata execuţiei barajului Daer este reprezentată în figura 5.82. Se remarcă influenţa favorabilă a întreruperilor de lucru şi a drenării chiar parţiale a materialului, care în practică au loc în timp de iarnă.

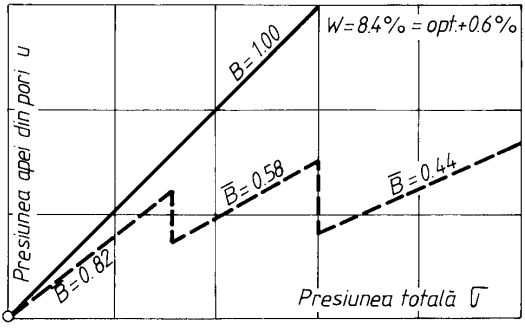


Fig. 5.82. Variaţia coeficientului $\overline{B}$ (v. relaţia (5.52)) la barajul Daer.

5.6.2. Modelul de consolidare Terzaghi

Consolidarea unei mase de pământ este un proces complex dependent de timp care implică cuplarea curgerii printr-un mediu poros cu deformaţiile masei de pământ.

Terzaghi, în 1923, a stabilit pentru prima dată o ecuaţie a consolidării considerând o coloană de pământ elastic, saturat cu apă, solicitat de o încărcare constantă şi având deformaţiile laterale împiedicate. Ipotezele admise au fost următoarele: pământul este omogen, apa şi particulele solide sunt incompresibile, deformaţiile pământului producându-se numai prin reducerea volumului de pori, starea de eforturi este unidimensională, mişcarea unidimensională a apei din pori este guvernată de legea lui Darcy, pământul îşi păstrează constante caracteristicile pe durata consolidării şi relaţia efort-deformaţie este liniară.

Relaţia stabilită de Terzaghi în ipotezele menţionate mai înainte are forma:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}, \tag{5.53}$$

unde H este sarcina hidraulică totală, iar c_v denumit coeficient de consolidare se determină cu expresia:

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma (1+e_0)} = \frac{k}{a_v \gamma}, \tag{5.54}$$

cu k - coeficient de permeabilitate, γ - greutate volumetrică a apei, e_o - indicele porilor la sfârşitul consolidării şi m_v - modul de deformaţie liniară cu dimensiunile $\mathrm{cm}^2/\mathrm{daN}$. În condiţii obişnuite c_v are valori cuprinse între limitele $2 \cdot 10^{-4} \ldots 5 \cdot 10^{-3}$ cm^2/s; el variază în timpul consolidării datorită reducerii lui k şi a_v.

În ipoteza cu c_v constant, ecuaţia consolidării stabilită de Terzaghi este identică cu ecuaţia propagării căldurii printr-un perete (problema unidimensională) stabilită de Fourier. Ea este o ecuaţie diferenţială de tip parabolic şi se integrează punând condiţii iniţiale şi de margine .

Presiunea apei din pori (p) se calculează din sarcina hidraulică totală H, cu relaţia:

$$p = \gamma (H - z), \tag{5.55}$$

unde z este energia de poziţie (diferenţa dintre cota punctului de referinţa şi cota originii sistemului de referinţă).

Extinderea ecuaţiei consolidării (5.53) de la problema unidimensională la starea de efort tridimensională, este cunoscută sub denumirea de teoria pseudotridimensională a consolidării, sau de consolidarea tridimensională după modelul Terzaghi. Ecuaţia stabilită de Terzaghi în 1948 are în acest caz forma:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = c_v \left[\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x \frac{\partial H}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(k_y \frac{\partial H}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(k_z \frac{\partial H}{\partial z}\right)\right], \tag{5.56}$$

unde k_x, k_y, k_z sunt coeficienţii de permeabilitate pe direcţiile x, y şi respectiv z iar c_v are expresiile :

– în problema tridimensională $\quad c_v = \dfrac{E}{3\gamma (1-2\mu)}$; (5.57)

– în problema bidimensională $\quad c_v = \dfrac{E}{2\gamma (1-2\mu)(1+\mu)}$, (5.58)

E fiind modulul de elasticitate al materialului şi μ - coeficientul Poisson.

Soluţiile analitice ale ecuatiei 5.56 sunt limitate la cazuri particulare. În mod curent ecuaţia se rezolvă prin integrare numerică în diferenţe finite [51] sau elemente finite [52]. În cazul analizei consolidării materialelor din corpul sau fundaţia barajelor din umpluturi se pot admite următoarele ipoteze simplificatoare:

– analiza se efectuează bidimensional, în secţiuni transversale caracte–ristice prin baraj;

– calculul eforturilor se face în ipoteza stării de deformaţie plane;

– materialul aflat în consolidare este complet saturat, iar presiunea iniţială a apei în pori este zero;

– coeficienţii de permeabilitate rămân constanţi pe durata consolidării;

– simularea execuţiei barajului se face în 6…10 straturi, încărcarea unui strat nou se face instantaneu, iar evoluţia presiunilor apei din pori şi a eforturilor e–fective se efectuează secvenţial în intervalul de timp până la aplicarea unui nou strat.

În figura 5.83,*a* este ilustrată reţeaua în diferenţe finite utilizată pentru analiza evoluţiei presiunilor apei din pori în nucleul barajului Gura Apelor (fig. 5.16). Particularizată în planul *y*, *z*, ecuaţia (5.56) conduce într-o schemă de calcul în diferenţe finite centrale la următoarea valoare temporală a sarcinii hidraulice *H* într-un nod *i*, *j* din reţeaua în diferenţe finite:

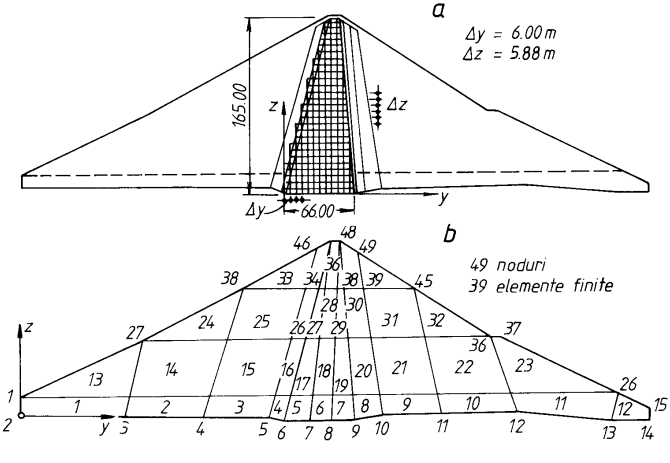


Fig. 5.83. Reţele de dis–cretizare pentru analiza consolidării şi stării de eforturi în secţiunea transversală a barajului Gura Apelor: *a* - reţea în diferenţe finite; *b* - dis–cretizare în elemente finite.

$$H_{i,j}^{t+1} = H_{i,j}^{t} \left[1 - 2 \frac{Ek\Delta t}{2\,(1-2\mu)\,(1+\mu)} \left(\frac{1}{\Delta y^2} + \frac{1}{\Delta z^2} \right) + \right.$$

$$\left. + \frac{Ek\Delta t}{2(1-2\mu)\,(1+\mu)} \left[\frac{H_{i+1,j}^{t} + H_{i-1,j}^{t}}{\Delta y^2} + \frac{H_{i,j+1}^{t} + H_{i,j-1}^{t}}{\Delta z^2} \right] \right. \tag{5.59}$$

unde $k = k_y = k_z = \text{constant}$ şi $\Delta y, \Delta z$ sunt paşii reţelei de discretizare pe cele două direcţii. Pasul de timp Δt se alege din condiţia de asigurare a stabilităţii numerice a soluţiei în diferenţe finite:

$$\Delta t \le \frac{(1-2\mu)\,(1+\mu)}{Ek\left(\dfrac{1}{\Delta y^2} + \dfrac{1}{\Delta z^2} \right)}. \tag{5.60}$$

Condiţiile iniţiale se referă la valorile sarcinii hidraulice H la momentul $t = 0$ în toate nodurile reţelei. Condiţiile de margine se referă la valorile impuse pe contur ale sarcinii hidraulice sau eventual ale debitelor exfiltrate impuse pe contur. În schema din figura 5.83,*a* pe faţa superioară şi pe feţele laterale ale reţelei s-a pus condiţia de drenaj liber ($p = 0$) şi ulterior de umplere treptată a lacului, iar pe talpă s-a pus condiţia de graniţă impermeabilă ($q = 0$). Pe baza sarcinilor hidraulice cunoscute în timp în toate nodurile reţelei se pot determina presiunile apei din pori conform relatiei (5.55) şi în final evoluţia în timp a stării de eforturi efective în ansamblul secţiunii transversale a barajului (fig. 5.83,*b*).

5.6.3. Modelul de consolidare Biot

În modelul Terzaghi, deformaţiile pământului rezultă numai din reducerea volumului de pori ai materialului saturat cu apă (mediu bifazic), relaţiile de echilibru şi efort-deformaţie din teoria elasticităţii fiind ignorate şi în consecinţă nesatisfăcute. Biot a elaborat un model perfecţionat de analiză a consolidării prin cuplarea ecuaţiilor teoriei elasticităţii cu cele ale curgerii prin medii poroase [53].

Relaţia între eforturile totale, eforturile efective şi presiunea apei din pori a fost prezentată mai înainte ((3.92), (5.30) sau (5.47)). Se notează cu u_x, u_y, u_z componentele vectorului deplasărilor medii ale solidului, iar cu U_x, U_y, U_z cele ale lichidului. În ipoteza unui mediu liniar elastic, continuu, izotrop între deformaţiile specifice şi deplasările solidului există următoarele relaţii de legătură:

$$e_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial x} \qquad e_{xy} = \frac{\partial u_y}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial y} \qquad \text{etc.} \tag{5.61}$$

Singura componentă relevantă de deformaţie a lichidului este dilatanţa (deformaţia volumică, ε) :

$$\varepsilon = \frac{\partial U_x}{\partial x} + \frac{\partial U_y}{\partial y} + \frac{\partial U_z}{\partial z} = div\, \overline{U} \tag{5.62}$$

Se introduce de asemenea noţiunea de dilatanţă a solidului (deformaţia volumică, *e*) :

$$e = e_{xx} + e_{yy} + e_{zz} = div\ \overline{u}\,. \tag{5.63}$$

Relaţiile de legătură eforturi efective – deformaţii specifice au forma :

$$\begin{aligned}
\sigma'_x &= 2Ne_{xx} + Ae + Q\varepsilon \\
\sigma'_y &= 2Ne_{yy} + Ae + Q\varepsilon \\
\sigma'_z &= 2Ne_{zz} + Ae + Q\varepsilon \\
\tau_{yz} &= Ne_{yz} \\
\tau_{xz} &= Ne_{xz} \\
\tau_{xy} &= Ne_{xy} \\
p &= -Qe - R\varepsilon
\end{aligned} \tag{5.64}$$

unde *A*, *N*, *Q* şi *R* sunt constante elastice (semnul + corespunde pentru eforturi de întindere).

Dacă se neglijează forţele masice care sunt nesemnificative pentru problema studiată, ecuaţiile de echilibru Navier în eforturi efective au aspectul:

$$\begin{aligned}
\frac{\partial(\sigma'_x - p)}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} &= 0 \\
\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial(\sigma'_y - p)}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} &= 0 \\
\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial(\sigma'_z - p)}{\partial z} &= 0
\end{aligned} \tag{5.65}$$

Ecuaţiile curgerii lichidului prin medii poroase în conformitate cu legea lui Darcy se pot scrie sub forma:

$$\frac{\partial p}{\partial x} = b\frac{\partial}{\partial t}\left(U_x - u_x\right)$$

$$\frac{\partial p}{\partial y} = b\frac{\partial}{\partial t}\left(U_y - u_y\right) \tag{5.66}$$

$$\frac{\partial p}{\partial z} = b\frac{\partial}{\partial t}\left(U_z - u_z\right)$$

unde b este o constantă de proporţionalitate.

Ecuaţiile (5.66) după prelucrări se pot scrie şi sub forma :

$$\{q\} = [k]\,\text{grad}\,H\,, \tag{5.67}$$

unde $\{q\}^T = \left\{q_x,\, q_{y,}\, q_z\right\}$, este vectorul debitelor specifice exfiltrate, $[k]$ - matricea de permeabilitate şi H - sarcina hidraulică.

Substituind ecuaţiile (5.64) în ecuaţiile de echilibru (5.65) şi de curgere prin medie poroase (5.66) se obţin următoarele ecuaţii:

$$\begin{aligned} &N\nabla^2\,\overline{u} + (A+N+Q)\,\text{grad}\,e + (Q+R)\,\text{grad}\,\varepsilon = 0 \\ &\text{grad}\,(Qe+R\varepsilon) = -b\,\frac{\partial}{\partial t}\left(\overline{U} - \overline{u}\right) \end{aligned} \tag{5.68}$$

Relaţiile (5.68) reprezintă formulările în modelul de consolidare propus de Biot, cunoscut în literatură şi sub denumirea de teoria tridimensională a consolidării. Soluţii analitice ale ecuaţiilor (5.68) au fost elaborate pentru unele cazuri particulare. În scopuri inginereşti, rezolvarea lor în mod curent se face prin metoda elementelor finite [54], [37].

În vederea determinării soluţiilor ecuaţiilor (5.68) trebuie stabilite condiţiile iniţiale şi de graniţă. Condiţiile iniţiale se referă la valorile deplasărilor şi presiunilor apei din pori la momentul $t = 0$. Condiţiile de graniţă se referă la deplasări impuse sau nule, încărcări distribuite, debite specifice, valori impuse ale presiunii apei din pori, toate la limitele domeniului analizat.

5.6.4. Exemplificări

În figura 5.83 s-au prezentat schemele de discretizare ale secţiunii transversale prin barajul Gura Apelor în zona de înălţime maximă utilizate pentru analiza consolidării şi stării de eforturi. În continuare se vor comenta unele

rezultate ale analizei. Graficele calendaristice de construcţie a barajului şi de umplere etapizată a lacului sunt ilustrate în figura 5.84. În aceeaşi figură sunt redaţi coeficienţii de permeabilitate pe orizontală (k_x) şi respectiv verticală (k_y), modulul de elasticitate (E), coeficientul Poisson (μ), greutatea volumetrică în stare uscată (γ_u) şi porozitatea (n) materialului din nucleul barajului.

Evoluţia presiunilor apei din porii nucleului pentru diverse momente din timpul construcţiei barajului precum şi după stabilizarea presiunilor în ipoteza lac plin sunt ilustrate în figura 5.85. Ele au fost determinate în acord cu modelul Terzaghi prezentat mai înainte. Pe durata construcţiei barajului presiunea apei din pori ajunge să preia până la 60% din suprasarcina produsă de greutatea stratelor noi puse în operă. La terminarea construcţiei presiunea maximă a apei din pori reprezintă 35% din valoarea suprasarcinii. Stabilizarea presiunilor apei din pori se realizează după circa 84 luni de la începerea construcţiei barajului, la câteva luni după ridicarea nivelului apei în lac de la cota 146 la cota 160.

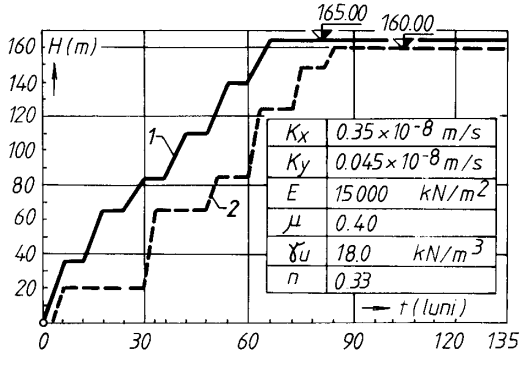


Fig. 5.84. Barajul Gura Apelor - grafice calendaristice considerate în analiză: *1* – construcţia barajului; *2* – umplerea lacului.

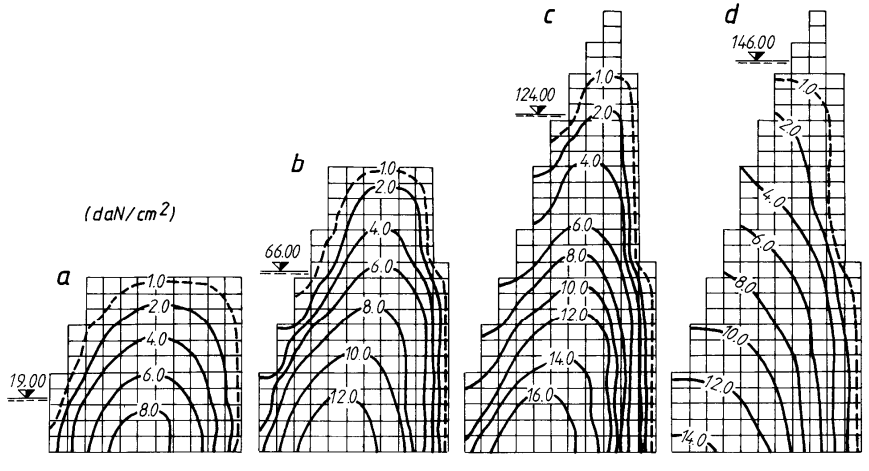


Fig. 5.85. Barajul Gura Apelor - linii de egală presiune a apei din pori pe durata construcţiei barajului şi a umplerii lacului.

În analiză, raportul între coeficienţii de permeabilitate pe direcţie orizontală şi respectiv verticală a fost considerat egal cu 8. Reducerea marcantă a permeabilităţii pe direcţie verticală se justifică prin tehnologia de punere în operă a nucleului în straturi orizontale.

Evoluţia stării de eforturi în secţiunea transversală a barajului s-a studiat cu programul NONSAP, în ipoteza comportării liniar elastice a materialelor. Încărcările s-au aplicat în trepte la intervale de 3 luni, considerându-se în total 45 paşi de calcul adică în total 135 luni de la începerea construcţiei barajului. Construcţia barajului se încheie la pasul de timp 22 iar umplerea lacului la cota NNR se realizează la pasul de timp 28, după care nivelul în lac se consideră constant. În fiecare pas de calcul se produce un transfer de încărcare din apa din pori în scheletul solid al nucleului, datorită consolidării.

Unele rezultate numerice sunt ilustrate în figurile 5.86, 5.87 şi 5.88. Eforturile verticale σ_z sunt compresiuni care cresc gradual cu înălţarea barajului. Prismele amonte şi aval din anrocamente şi balast, mai rigide decât nucleul din material argilos preiau o cota parte relativ mai importantă din încărcare. Efortul maxim σ_z ajunge la 35 daN/cm^2 la baza prismului amonte în vecinatatea nucleului în ultimul pas de calcul (135 luni după începerea construcţiei). Eforturile principale σ_1, σ_3 sunt în general compresiuni. Totodată în zona nucleului apar mici eforturi principale de întindere în paşii de calcul 5, 10....15, 18, 20, adică în timpul construcţiei barajului. Valoarea maxima a efortului principal σ_3 de întindere este de 1,30 daN/cm^2 şi se produce în pasul de calcul 14. Efortul principal maxim de compresiune σ_1 este de 36,50 daN/cm^2 şi este localizat la baza prismului amonte în vecinătatea nucleului. În general, variaţii importante ale eforturilor se produc în primele 90 de luni de la începerea construcţiei barajului. După această dată, în ipoteza admisă a păstrării constante a nivelului în lac la NNR, variaţiile eforturilor sunt nesemnificative (fig. 5.88).

Analiza variaţiei în timp a deplasărilor din perioada construcţiei şi exploatării barajului a relevat că tasările maxime în perioada construcţiei apar în nucleu într-o zonă situată la o treime din înălţimea barajului măsurată de la bază şi sunt de 1,95 m. Comparativ, deplasările orizontale ajung la o valoare maximă de 0,85 m, adică circa 40% din tasarea maximă.

Numeroase analize asupra fenomenului de consolidare prezentate în literatură [52], [54] au relevat factorii principali care influenţează generarea şi disiparea presiunii apei din pori. În cazul elementelor de etanşare pământoase (nuclee, măşti) ale barajelor din umpluturi, factorii principali sunt următorii: coeficienţii de permeabilitate ai materialului, umiditatea la punerea în operă (presiunea apei din pori începe să apară atunci când gradul de saturaţie cu apă $S_w \geq 0{,}85$), caracteristicile de compresibilitate a particulelor solide, mărimea forţelor de încărcare şi ritmul lor de creştere (viteza de construcţie), dimensiunile geometrice ale elementului de etanşare şi condiţiile de drenaj.

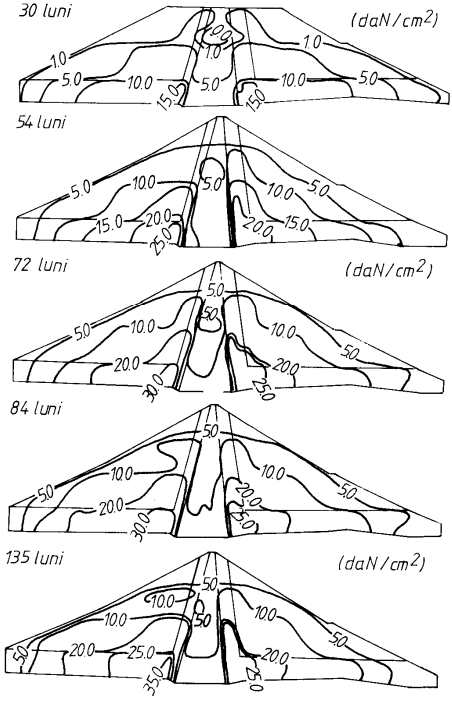


Fig. 5.86. Linii de egal efort vertical σ_z în timpul construcţiei şi exploatării barajului Gura Apelor.

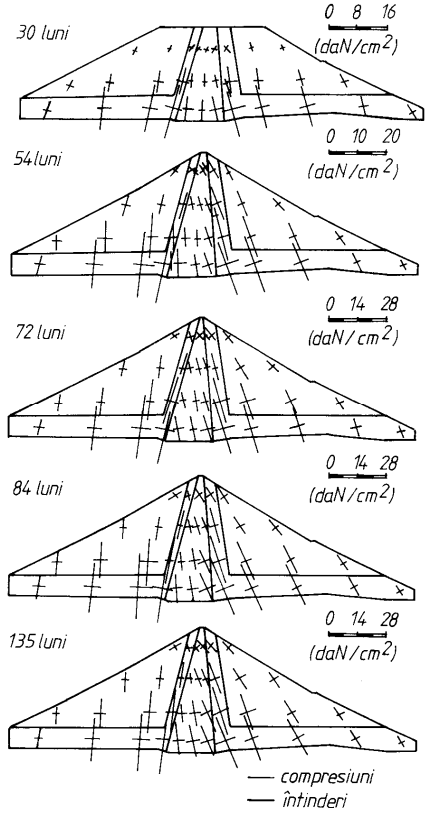


Fig. 5.87. Eforturi principale σ_1, σ_3 în timpul construcţiei şi exploatării barajului Gura Apelor.

5.6.5. Infiltraţii în regim permanent şi nepermanent

Infiltraţiile din lacurile create de baraje se produc pe următoarele trei căi: prin corpul barajului, prin terenul de fundare şi prin maluri. Fenomenul este important pentru:

– evaluarea pierderilor de apă din lac şi eventual al măsurilor constructive necesare pentru limitarea lor;

– considerarea efectelor hidrostatice şi hidrodinamice ale apei de infiltraţie la calculul stabilităţii taluzelor barajului şi a riscului de declanşare a unor fenomene de antrenare hidrodinamică a particulelor fine din corpul sau fundaţia barajelor din umpluturi (sufozie, afuiere).

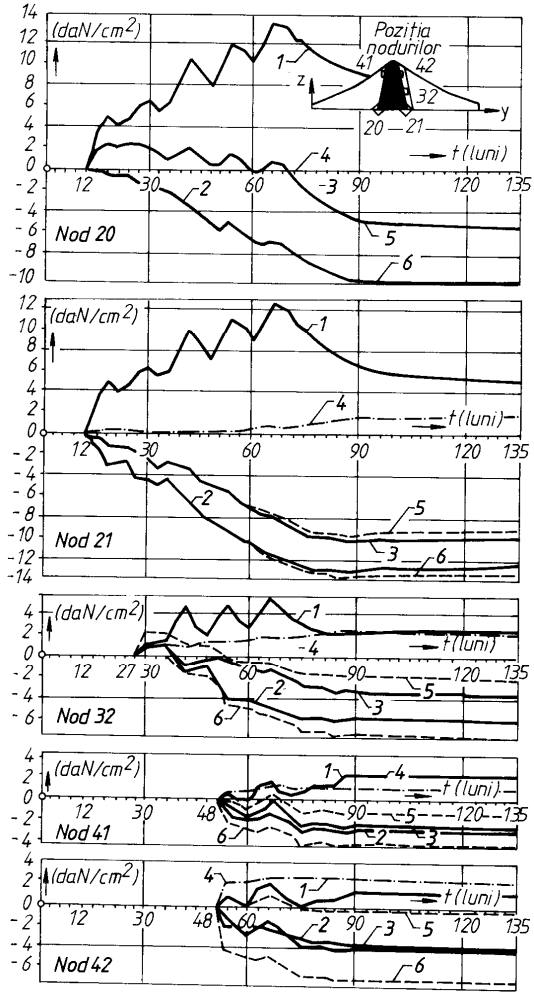


Fig. 5.88. Variaţia în timp a eforturilor pentru câteva puncte din nucleul barajului Gura Apelor: *1* - presiunea apei din pori, *2* - efort vertical σ_z; *3* - efort orizontal σ_y, *4* - efort tangenţial τ_{yz}, *5, 6* - eforturi principale σ_1, σ_3.

Ecuaţia diferenţială privind curgerea apei în medii poroase care serveşte pentru analiza infiltraţiilor în regim permanent a fost prezentată mai înainte (relaţia (5.34) şi paragraful 4.4)). Ecuaţia a rezultat din combinarea legii lui Darcy cu ecuaţia de continuitate.

În cazul infiltraţiilor în regim nepermanent legea lui Darcy se corectează sub forma:

$$v + \frac{k}{gn}\frac{\partial v}{\partial t} = -\, k \operatorname{grad} H \,, \tag{5.69}$$

în care pe lângă parametrii deja specificaţi au mai intervenit g - acceleraţia gravitaţiei, n - porozitatea mediului şi t - timpul.

De remarcat că *v* (viteza de infiltraţie) nu este viteza reală de mişcare a apei în porii mediului permeabil, nici ca mărime şi nici ca direcţie. Viteza reală este mult mai mare decât viteza de inflitraţie, deorece curgerea se produce numai prin porii materialului (secţiune de curgere mai redusă), iar drumul este mai lung (mişcare sinuasă). Viteza de inflitraţie este de fapt un debit specific care serveşte la descrierea globală a cinematicii mişcării:

$$v = \frac{Q}{\Omega}\left[\frac{L^3}{TL^2}\right] \rightarrow \left[\frac{L}{T}\right] \tag{5.70}$$

unde Q este debitul infiltrat, iar Ω - secţiunea totală a curgerii (pori şi particule solide).

În cazul infiltraţiilor prin nucleele (măştile) pământoase ale barajelor din umpluturi, termenul care conţine $\frac{\partial v}{\partial t}$ din relaţia (5.69) poate fi neglijat. Rezultă că legea lui Darcy stabilită pentru regimul permanent se poate aplica şi la studiul infiltraţiilor în regim nepermanent. Combinarea ei cu ecuaţia de continuitate conduce la ecuaţia (5.34), aplicabilă şi în regim nepermanent.

Deşi ecuaţia diferenţială care guvernează curgerea apei prin medii poroase în regim nepermanent s-a admis identică cu cea pentru regim permanent, integrarea ei este deosebită datorită condiţiilor de margine variabile în timp şi condiţiilor speciale pe suprafaţa liberă. Problema se studiază ca şi cum curgerea ar fi în regim permanent dar ea diferă de la un moment la altul. Într-o formulare mai directă, modelul descris mai înainte corespunde studiului infiltraţiilor în regim nepermanent ca o succesiune de regimuri permanente.

În figura 5.89 sunt prezentate schematic condiţiile de margine în ipoteza curgerii plan verticale în secţiunea transversală a unui baraj din umpluturi. A_1 si A_2 sunt suprafeţe udate, cu sarcina hidraulică corespunzătoare nivelurilor amonte sau aval ($H = H_1, H = H_2$). F sunt graniţe impermeabile care se stabilesc în acord cu caracteristicile hidrogeologice sau arbitrar la limita domeniului discretizat, unde viteza pe normală este admisă zero ($v_n = 0$). *D*, delimitează poziţia curbei de depresie unde presiunea este zero ($H = z$) şi viteza pe normală este zero ($v_n = 0$). *I*, delimitează zona de izvorâre, unde presiunea este zero ($H = z$), iar viteza pe normală este pozitivă ($v_n > 0$). Poziţia curbei de depresie şi limita zonei de izvorâre se determină prin calcule [37].

Pornind de la observaţia că uneori rezultatele calculelor teoretice nu sunt confirmate de observaţii în natură, Casagrande a propus o metodă semiempirică simplă pentru calculul infiltraţiilor, bazată pe măsurători din natură. Se admite legea de curgere Darcy şi curba de depresie de forma unei parabole cu focarul în *F* (fig. 5.90), iar ordonata în dreptul focarului egală cu y_0. Cu notaţiile din figura 5.90 rezultă:

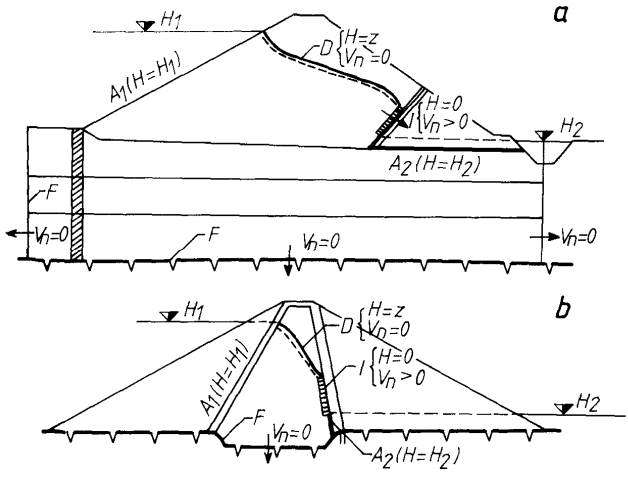


Fig. 5.89. Condiţii de margine pentru calculul infiltraţiilor [37]: *a* - baraj omogen fundat pe teren aluvionar; *b* - baraj cu nucleu fundat pe rocă.

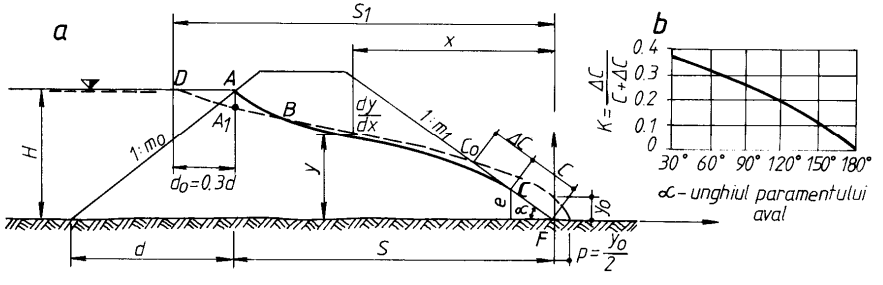


Fig. 5.90. Schemă pentru calculul infiltraţiilor după Casagrande: *a* - elemente geometrice; *b* - grafic pentru determinarea lui ΔC.

$$Q = ky\frac{dy}{dx}\ ; \qquad x = \frac{y^2 - y_o^2}{2y_o}. \tag{5.71}$$

Parabola intersectează planul de apă din amonte într-un punct D situat la 0,7 m $_0H$ de piciorul amonte al barajului, respectiv la distanţa S_1 de cel aval. Punând condiţia ca acest punct să verifice ecuaţia parabolei se determină parametrul y_0:

$$y_0 = \sqrt{H^2 + S_1^2} - S_1 \tag{5.72}$$

Ţinând seama de ecuaţia parabolei şi de expresia gradientului:

$$y = \sqrt{2xy_0 + y_0^2} \quad \text{şi} \quad \frac{dy}{dx} = \frac{y_0}{\sqrt{2xy_0 + y_0^2}} \tag{5.73}$$

se determină debitul de infiltraţie/ml de baraj $Q = k\, y_0$.

Linia de depresie reală intersectează paramentul aval în punctul *C* situat la distanţa ΔC de punctul de intersecţie C_0 al parabolei de bază. ΔC se poate determina folosind graficul din figura 5.90,*b* determinat experimental de Casagrande.

Barajele neomogene pot fi transformate din punct de vedere al infiltraţiilor în profile omogene prin relaţii de echivalenţă. Echivalenţa constă în condiţia ca pierderile de sarcină să fie identice pentru zona care se echivalează. În cazul unui baraj cu nucleu de permeabilitate k', mult mai redusă decât permeabilitatea prismelor laterale *k*, lăţimea echivalentă (d') rezultă :

$$d' = \frac{k}{k'}\, d \tag{5.74}$$

unde *d* este lăţimea reală a nucleului.

5.7. Baraje de piatră cu măşti din beton armat

5.7.1. Descriere constructivă generală

Concepţiile de alcătuire constructivă şi tehnologiile de execuţie a barajelor de piatră s-au schimbat mult în decursul ultimului secol. Ele pot fi sistematizate în trei perioade distincte, ilustrate în tabelul 5.14, în paralel pentru baraje de piatră cu mască de beton armat sau cu nucleu de pământ. Secolul al XIX-lea şi primii 40 de ani din secolul al XX-lea corespund perioadei tehnologice de execuţie în trepte cu piatră aruncată. Următorii douăzeci şi cinci de ani (1940-1965) constituie o perioadă de tranziţie, de experimentări intense de soluţii constructive şi tehnologice noi. După 1965, în perioada modernă, tehnologia de execuţie în straturi vibrocompactate tinde să se generalizeze odată cu aplicarea măştilor de etanşare din beton armat la baraje cu înălţimi tot mai mari ($H \leq 160$ m) şi în condiţii geologice tot mai dificile.

Tehnologia de execuţie prin anrocamente aruncate a limitat anrocamentele corespunzătoare pentru umpluturi în corpul barajelor numai la cele de calitate foarte bună cu rezistenţe mari la compresiune uniaxială. Această condiţie a fost impusă pentru reducerea sfărâmărilor în punctele sau feţele de contact între fragmentele de rocă, în scopul realizării unor umpluturi stabile cu tasări în timp cât mai mici.

De asemenea, jeturi de apă la presiuni de 6...7 at. erau folosite pentru curăţirea contactelor rocă-rocă. Consumul de apă se situa la 1...3 m^3 apă la 1 m^3 de anrocamente puse în operă. Grosimea uzuală de 18...60 m a unei trepte de punere în operă a anrocamentelor aruncate a favorizat producerea unor tasări mari ale umpluturii la umplerea lacului. Ele au generat mişcări în rosturi şi fisurarea măştii de beton de etanşare. Infiltraţiile de apă din lac prin defecţiunile măştii nu erau de natură să pună în pericol siguranţa barajului dar cauzau pierderi economice.

În perioada de tranziţie grosimea straturilor puse în operă s-a redus la 3,00...3,60 m şi s-a trecut la compactarea lor în special prin traficul utilajelor de transport şi împrăştierea anrocamentelor. Concomitent a crescut şi procentajul de material fin admis în anrocamente.

În perioada modernă grosimea straturilor nu a mai depăşit 2,00 m, iar compactarea cu rulouri vibratoare netede s-a generalizat. În aceste condiţii corpul barajului s-a putut alcătui şi din roci slabe (calcare, gresii, şisturi, argilite), rezistenţele înalte şi compresibilitatea scăzută a anrocamentelor în vrac depuse fiind obţinută prin compactarea lor în straturi relativ subţiri (max. 0,60 m) cu aplicarea unui jet de apă.

Volumul de apă consumat pentru compactarea anrocamentelor la baraje realizate în S.U.A. s-a situat la 20% din volumul barajului [7].

Modulul de compresibilitate al anrocamentelor din corpul barajului este un parametru uzual care caracterizează calitatea lucrării. Măsurătorile de la mai multe baraje au indicat valori cuprinse între 21...138 MPa, depinzând de tipul rocii, curba granulometrică, grosimea stratului de compactare şi alţi factori. Modulul de compresibilitate la barajele înalte creşte în adâncime (cu presiunea verticală), în schimb unghiul de frecare interioară descreşte progresiv şi moderat cu creşterea presiunii verticale.

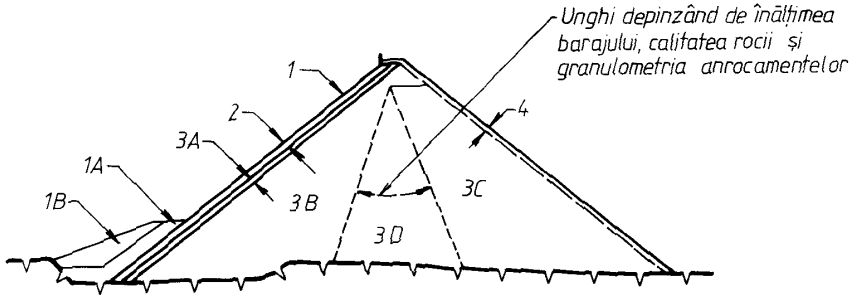


Fig. 5.91. Zonare tipică a anrocamentelor în corpul unui baraj din rocă rezistentă; *1* - mască din beton armat, *1A* - pământ impermeabil, *1B* - umplutură din steril (deşeuri), *2* - strat de tranziţie din rocă măruntă prelucrată, *3A* - rocă măruntă selectată plasată în straturi de aceeaşi grosime ca zona 2, *3B* - rocă de carieră plasată în straturi de 1 m grosime, *3C* - rocă de carieră plasată în straturi de 1,5...2,0 m, *3D* - zonă de umpluturi de tipul 3B sau 3C în funcţie de calitatea rocii şi curba granulometrică, *4* - blocuri de rocă aşezate pe parament.

Tabelul 5.14

Perioada de evoluţie	Baraje de piatră cu mască din beton armat			Baraje de piatră cu nucleu de pământ		
	Anul	**Înălţime [m]**	**Numărul sau numele barajelor**	**Anul**	**Înălţime [m]**	**Numărul sau numele barajelor**
Perioada iniţială (1850-1940)	1850	22,5	Multe - cu mască din lemn	1850-1940		Nu s-au con–struit baraje de acest tip
Anrocamente aruncate	1925	30,2	8 baraje			
	1925	84	Dix River			
	1930	101	Salt Springs	1940		Începe apli–carea acestui tip de baraj
	1940	60,4	Multe			
Perioada de tranziţie (1940-1965)						
Anrocamente aruncate	1950-1955	60,4…100	Multe	1950	60,4...120,8	Kenney, Watauga
	1955	112	Paradela	1955	60,4.....127	30 baraje
	1965	148	Exchequer	1960	154	Goschenen
Anrocamente compactate	1955-1965	60,4	Numeroase	1955-1965	90,6...120,8	Ambuklao, Brownlee, Lewis Smith
Perioada modernă (după 1965)	1965-1970	60,4...100	Multe	1965-1994	90,6...181,2	Multe baraje importante
Anrocamente compactate	1971	96,6	Cethana		230	Oroville*
					242	Mica*
	1974	140	Anchicaya		237	Chivor (Esmeralda)
	1980	160	Areia		261	Chicoasen
	1983	105	Pecineagu (România)		308	Nurek*
	1990	145	Segredo		261	Tehri
				1975	121	Vidra (România)
				1990	168	Gura Apelor (România)

* Baraje de pământ (balast) cu nucleu argilos

Anrocamentele din corpul barajului se recomandă să fie zonate, mai ales în cazul barajelor înalte. O zonare tipică în corpul unui baraj din rocă rezistentă este prezentată în figura 5.91.

Zona 1A se recomandă a fi alcătuită din argilă prăfoasă astfel încât să colmateze eventualele deschideri ale rostului perimetral sau fisuri ale dalelor. Materialul din *1B* are singurul rol de a asigura stabilitatea prismului de la piciorul amonte al barajului. Datorită costului, zonele *1A* + *1B* se recomandă a se prevedea numai la barajele foarte înalte ($H > 100$ m) în zona albiei.

Zona 2 asigură o rezemare uniformă şi solidă pentru mască. Materiale de concasaj din care s-au îndepărtat fracţiunile mai mari de 7,50...15 cm au fost utilizate pentru zona *2*. O tendinţă mai recentă este ca materialul să conţină suficientă parte fină pentru ca zona să fie cu permeabilitate redusă constituind o a doua barieră de etanşare după mască. Granulometria se recomandă a fi aleasă pe principiul filtrelor inverse. În acest fel eventualele deschideri de rosturi sau fisuri în mască se pot colmata sub apă cu nisip fin noroios.

Zona 3 este compusă din trei subzone (*A*,*B*,*C*) care realizează o variere treptată a compresibilităţii şi permeabilităţii umpluturii de la amonte spre aval. Cea mai scăzută compresibilitate este de dorit în prismul amonte care transmite încărcarea din apă către fundaţie. Permeabilitatea se recomandă a creşte progresiv din zona *2* prin *3A*, *3B*, *3C* în vederea evacuării eventualelor inundaţii în timpul construcţiei sau infiltraţii în timpul exploatării. Grosimea straturilor puse în operă creşte progresiv de la 0,40..0,50 m în zona *3A* la 1,50...2,00 m în zona *C* în paralel cu dimensiunile maxime ale blocurilor de piatră admise în straturi (maximum 75% din grosimea stratului).

Stratul suport al măştii din zidărie uscată de piatră, aplicat la barajele din piatră aruncată executate înainte de 1940 a fost abandonat în cazul barajelor compactate. Barajele moderne au stratul suport alcătuit din materiale mai fine cu curbe granulometrice continue cu dimensiuni maxime de 3,80...10,20 cm şi cu 5...15% parte fină trecând prin sita nr. 100 ASTM (dimensiune maximă 0,15 mm). Materialul poate fi selectat din carieră sau obţinut prin concasaj. Grosimea stratului suport este uzual de 4 m măsuraţi pe orizontală. Materialul se pune în operă în straturi cu grosimi de 0,40...0,50 m compactate atât pe orizontală, cât şi pe taluz. Pentru compactarea pe taluz, iniţial ruloul este tras pe pantă fără vibrare de câteva ori şi numai ultimele 4...6 treceri sunt efectuate cu vibrare. Aceste măsuri au scopul de a obţine un strat suport dens, semipermeabil şi neerodabil. În timpul construcţiei stratul suport ar putea îndeplini rolul de batardou în cazul unor viituri neprevăzute înainte de realizarea măştii. În timpul exploatării stratul suport trebuie să limiteze consecinţele infiltraţiilor datorită unor defecţiuni în mască.

Pantele taluzelor profilelor se aleg prin comparaţie cu alte lucrări. Cele mai multe profile au înclinări de 1:1,3 la ambele paramente. Între excepţii se situează barajul Foz do Areia la care înclinările paramentelor sunt de 1:1,4. Paramentul aval are însă panta curentă de 1:1,25 între berme, panta generală medie de 1:1,4 fiind datorată bermelor de pe paramentul aval. Justificarea se găseşte în înălţimea record a barajelor ($H_{\max}$ = 160 m) şi observaţiei că rezistenţa la forfecare a anrocamentelor scade la presiuni interne mai mari. În cazul unor baraje cu prismul

aval din pământ compactat plasat peste zona de drenaj din piatră, panta paramentului aval se poate îndulci până la 1:1,75 (exemplu, barajul Cabin Creek). Având în vedere că presiunea hidrostatică se aplică pe elementul de etanşare (mască), întreaga masă de umplutură din corpul barajului este mobilizată pentru realizarea stabilităţii generale a profilului. În cazul unor profile cu pante de 1:1,3, raportul între greutatea umpluturii şi forţa hidrostatică este de 6:1 (coeficient de alunecare al construcţiei $\operatorname{tg}\varphi = 0{,}166$). În consecinţă, condiţia de stabilitate generală la alunecare a profilului este îndeplinită în mod acoperitor (coeficientul de frecare statică anrocamente-fundaţie se admite în mod uzual $f = 0{,}30$). Stabilitatea locală a taluzelor unui baraj de piatră se verifică uneori cu metoda penei (suprafeţe de alunecare plane) deşi nu există cazuri de baraje la care să se fi produs alunecări de taluze.

O problemă de interes priveşte tasările umpluturilor de anrocamente după terminarea construcţiei. În figura 5.92 şi tabelul 5.15 se prezintă unele date care ilustrează ratele mult mai reduse ale tasărilor la barajele compactate comparativ cu cele din piatră aruncată. Rata şi magnitudinea tasărilor sunt influenţate de calităţile mecanice ale rocilor şi de forma văii. În văile înguste, efectul de arc din umplutură între versanţi reduce tasările coronamentului în primii ani după terminarea construcţiei. Rata tasărilor descreşte progresiv în timp, dar se menţine totuşi la 0,6 mm/an pentru un baraj compactat având 100 m înălţime (tabelul 5.15).

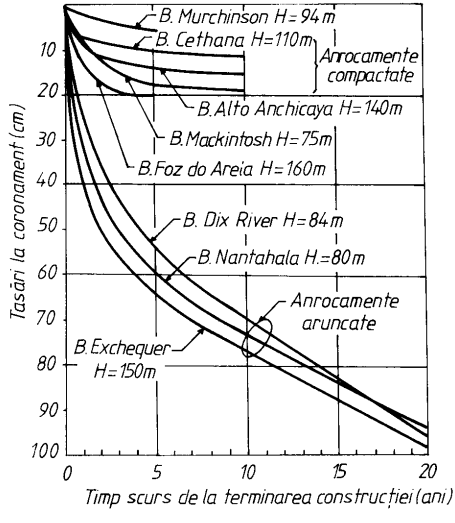


Fig. 5.92. Comparaţie între tasările coronamentului la baraje compactate şi baraje executate cu anrocamente aruncate.

Descrierea măştii de etanşare şi a lucrărilor asociate ei se va face la punctul următor. În continuare se vor face câteva exemplificări de baraje reprezentative de acest tip. Barajele Foz do Areia (Brazilia) şi Pecineagu (România) au fost prezentate în paragraful 5.1.

Tabelul 5.15

Tipul barajului	Rata aproximativă a tasării coronamentului unui baraj de 100 m înălţime [mm/an]		
	După 5 ani de la terminarea construcţiei	După 10 ani	După 30 ani
Anrocamente compactate	3,5	1,5	0,6
Anrocamente aruncate	45	30	10

În figura 5.93 se prezintă profilul tip şi planul de situaţie al barajului New Exchequer (California - SUA, $H = 150\,\text{m}$) [66].

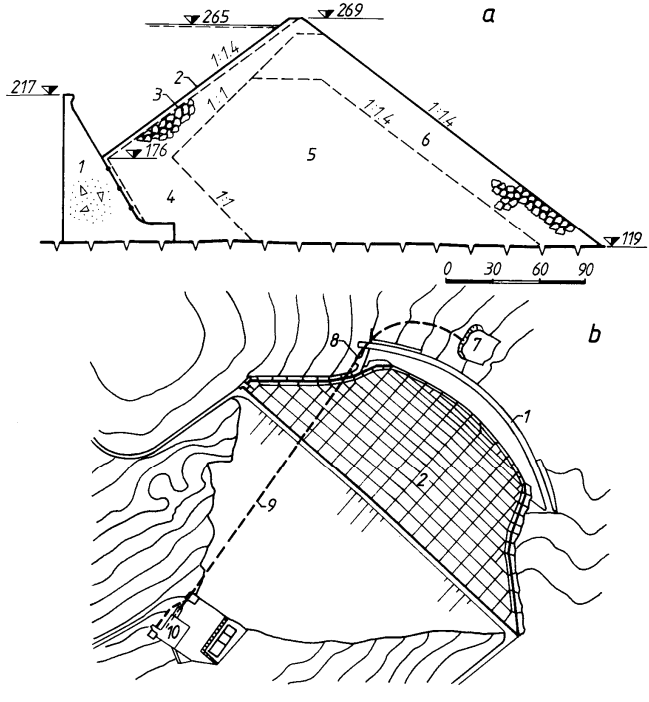


Fig. 5.93. Barajul New Exchequer: *a* - secţiune transversală; *b* - plan de situaţie; *1* - baraj de greutate curbat existent; *2* - mască din beton armat; *3* - strat suport; *4* - anrocamente cu dimensiunea maximă 1,20 m, vibrocompactate în straturi de 1,20 m; *5* - anrocamente cu dimensiunea maximă 1,20 m compactate din traficul utilajelor de transport şi puse în operă în straturi de 3,00 m; *6* - anrocamente puse în operă în trepte de 18 m prin aruncare; *7* - priza de apă; *8* - casă de vane; *9* - galerie forţată blindată, *10* - centrală hidroelectrică.

Soluţiile constructive şi tehnologice aplicate la acest baraj construit în perioada 1964...1966, reflectă concepţiile aflate în plin proces de perfecţionare ale perioadei moderne. Ele constau în aplicarea vibrocompactării anrocamentelor în straturi de grosimi reduse (1,20 m) şi prevederea unui strat suport semipermeabil din rocă concasată cu particule 7,5...3,8 cm sub masca de beton armat. Aşa cum se ilustrează în figura 5.93,*a* vibrocompactarea în straturi de 1,20 m grosime s-a aplicat în zona prismului amonte pe circa 25% din suprafaţa secţiunii. Anrocamentele depuse în zona centrală, pe circa 2/3 din secţiune, au fost compactate în straturi de 3,00 m grosime prin traficul utilajelor. Tehnologia tradiţională la acea dată prin anrocamente aruncate s-a aplicat numai în zona paramentului aval pe circa 15% din suprafaţa sectiunii, grosimea unei trepte de depunere fiind de 18 m, iar dimensiunile anrocamentelor nelimitate.

Masca de beton armat are grosimea variabilă între 46 cm la coronament şi 86 cm la piciorul amonte. Ea este compusă din dale cu lăţimea de 18 m şi lungimea de 6,3...15 m pe linia de cea mai mare pantă. Etanşarea rosturilor dintre dale, având deschideri iniţiale între feţele dalelor adiacente de 2,5... 5 cm lărgime s-a făcut cu tolă de cupru fixată la jumătatea grosimii dalelor.

Barajul nou a supraînălţat un baraj de greutate existent ($H = 56$ m) care a devenit astfel vatra noului baraj. Etanşeitatea contactului dintre mască şi barajul vechi s-a soluţionat cu un rost elastic umplut cu asfalt.

Tasările măştii au ajuns până la 1,49 m, iar deplasările orizontale până la 0,52 m după 17 ani de exploatare (fig. 5.94). În figura 5.94,*b* sunt ilustrate evoluţia tasărilor în perioada 1966…1983 şi prognoze până în 1996 pentru mai multe puncte de pe mască în profilul de înălţime maximă. Măsurătorile privind presiunile normale (σ_n) şi eforturile tangenţiale (τ) din acţiunea umpluturii asupra paramentului aval al barajului de greutate sunt prezentate în figura 5.95. Deşi presiunile locale maxime măsurată (1143 kPa) au depăşit pe cele considerate în calcul, forţa totală de împingere măsurată a fost inferioară celei considerate în calcul. Încă de la prima umplere s-au produs infiltraţii mari şi progresive prin mască (14 m^3/s când lacul era aproape plin) fiind necesare intervenţii periodice pentru reducerea lor. Iniţial ele au constat din operaţii de etanşare sub apă constând din plasarea pe mască a unui amestec pământos cu 25% pietriş şi 1...1,5% bentonită. În 1985 s-au efectuat reparaţii majore la mască constând din:

– umplerea cu beton a interspaţiilor din rosturile verticale dacă acestea nu erau deja închise;

– repararea tuturor rosturilor perimetrale care s-au deschis progresiv pierzându-şi etanşeitatea; pentru reparare s-au introdus în rosturi benzi noi de etanşare;

– etanşarea zonei piciorului amonte al barajului printr-un covor din material argilos.

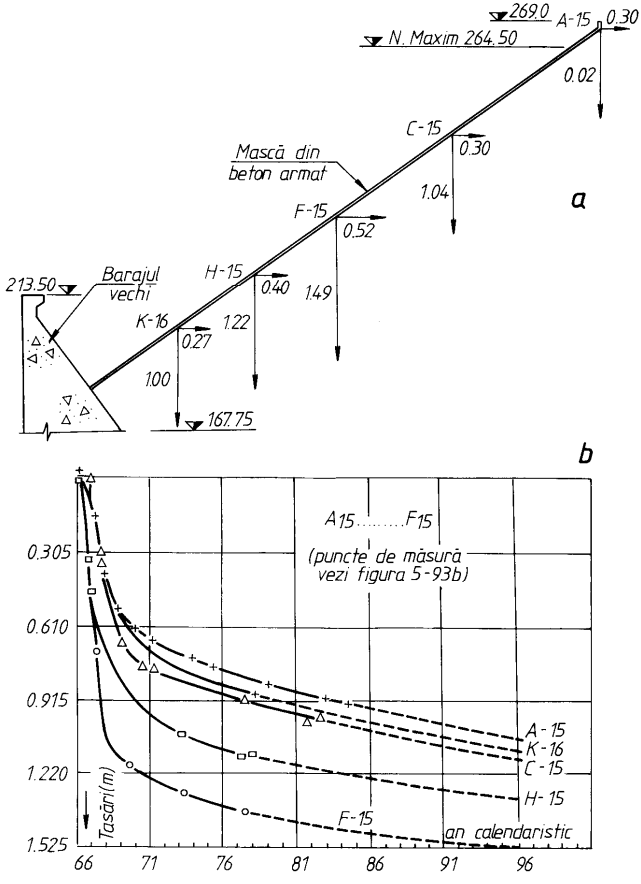


Fig. 5.94. Deplasări ale măştii barajului New Exchequer în secţiunea de înălţime maximă: *a* - tasări şi deplasări orizontale; *b* – evoluţie în timp.

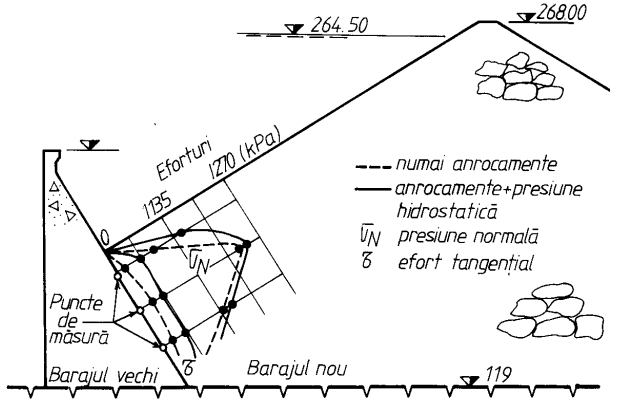


Fig. 5.95. Diagrame măsurate de presiuni normale şi eforturi tangenţiale din umpluturi pe vatra barajului New Exchequer.

O lucrare de supraînălţare a unui baraj de beton existent printr-un baraj de piatră cu mască din beton armat, similară celei descrise mai înainte la barajul New Exchequer, este în curs de realizare în România la barajul Vâja.

Barajul de beton cu H_{max} = 37 m existent în amplasament este prevăzut a fi supraînălţat printr-un baraj de piatră cu mască din beton armat cu H_{max} = 92 m. (fig. 5.96) [55], [56].

Barajul existent devine în final vatră înaltă a barajului supraînălţat. Riscul de producere a unor defecţiuni în zona de contact vatră-mască (structură veche-structură nouă) a fost diminuat prin îndulcirea pantei paramentului aval al barajului existent. Astfel în zona paramentului aval se realizează un prism din rolbeton B75 cu pantă 1:1,5. Prismul se toarnă fără cofraj şi rosturi pe măsura depunerii anrocamentelor.

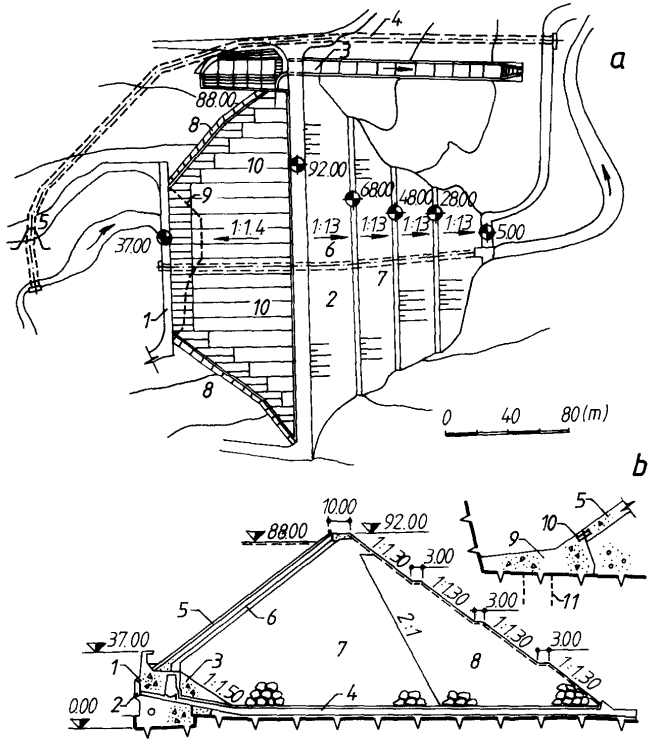
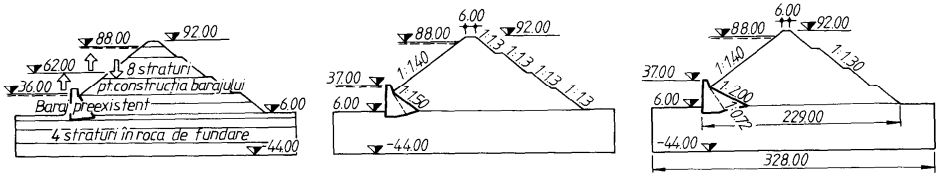


Fig. 5.96. Barajul Vâja: *a* - plan de situaţie, *1* - baraj de beton preexistent, *2* – supra–înălţare baraj de piatră, *3* - descărcător de ape mari, *4* - galerie de deviere, *5* - puţ pen–tru devierea apelor, *6* - galerie de golire, *7* - galerie de acces, *8* - pinten, *9* - rost peri–metral, *10* - fâşii de beton armat; *b* - secţiune transversală în zona golirii de fund şi detaliu plintă peste cota 37,00; *1* - baraj de greutate, *2* - conductă metalică de golire, *3* - beton de umplutură, *4* - galerie de beton, *5* - mască de beton armat, *6* - straturi suport filtrante, 7 - anrocamente cu dimensiunea maximă 0,70 m, *8* - anrocamente cu dimensiunea maximă 1,00 m; *9* - plintă, *10* - benzi de etanşare, *11* - injecţii de consolidare.

Soluţia a rezultat pe baza unor calcule comparative efectuate cu programul SIMEX [40] pentru trei variante constructive. În figura 5.97 sunt prezentate cele trei variante analizate prin calcul. Ele diferă prin înclinarea paramentului aval al vetrei care a fost de 1:0,72, 1:1,50 şi 1:2,00. Anrocamentele din corpul barajului s-au considerat având comportare neliniar-elastică, conform modelului hiperbolic Duncan-Chang. Schemele de discretizare în elemente finite au constat din 185 elemente izoparametrice plane şi 209 noduri. Barajul de beton a fost considerat ca preexistent. Simularea ridicării barajului de piatră s-a făcut în opt straturi. Execuţia măştii s-a simulat într-o etapă, după terminarea construcţiei barajului de piatră. Pe perioada execuţiei barajului de piatră, lacul s-a considerat la cota de retenţie permisă de barajul de beton, iar umplerea lacului la cota finală după execuţia măştii s-a simulat în două etape.

Unele rezultate asupra evoluţiei eforturilor principale în vatra înaltă şi zona adiacentă în cele trei variante de analiză sunt ilustrate în figura 5.98. Se constată că în toate variantele, în ipoteza lac plin apar eforturi de întindere pe direcţie aproximativ orizontală în terenul de fundare din zona adiacentă piciorului amonte al barajului de beton. Eforturile sunt însă mult atenuate în varianta cu paramentul aval având panta 1:2. În varianta barajului preexistent nemodificat, în ipoteza lac gol apar eforturi de întindere la piciorul aval din împingerea anrocamentelor. Din analiza rezultatelor se poate considera că o înclinare a paramentului aval a vetrei de 1:1,5 este satisfăcătoare, această variantă fiind adoptată în proiect.

În figura 5.99 se prezintă deplasările măştii şi tasările corpului barajului după umplerea lacului. În zona de contact vatră-mască s-a prevăzut rost perimetral, legătură flotantă (alunecătoare) şi două rânduri de bandă PVC de etanşare a rostului.



Tipuri de materiale		Greutate volumetrică kN/m³	Parametrii caracteristici modelului hiperbolic Duncan – Chang								
			K	Kun	n	D	G	F	c	φ	Rf	Kθ
Rocă de fundare		24	110 000	110 000	0	0	0.25	0	200	45	0.75	0.4
Barajul de beton preexistent		24	230 000	230 000	0	0	0.20	0	200	45	0.75	0.4
Beton cilindrat la paramentul aval al barajului preexistent		23	200 000	200 000	0	0	0.20	0	200	45	0.75	0.4
Baraj de anrocamente	Caracteristici optimiste	20	1050	1600	0.75	4	0.31	0.15	0	42	0.80	0.0
	Caracteristici pesimiste	20	750	1200	0.60	0	0.20	0.00	0	37	0.75	0.0

Fig. 5.97. Barajul Vâja - Variante de analiză (*a,b,c*) a ansamblului baraj de beton – baraj de piatră - teren de fundare şi caracteristicile materialelor.

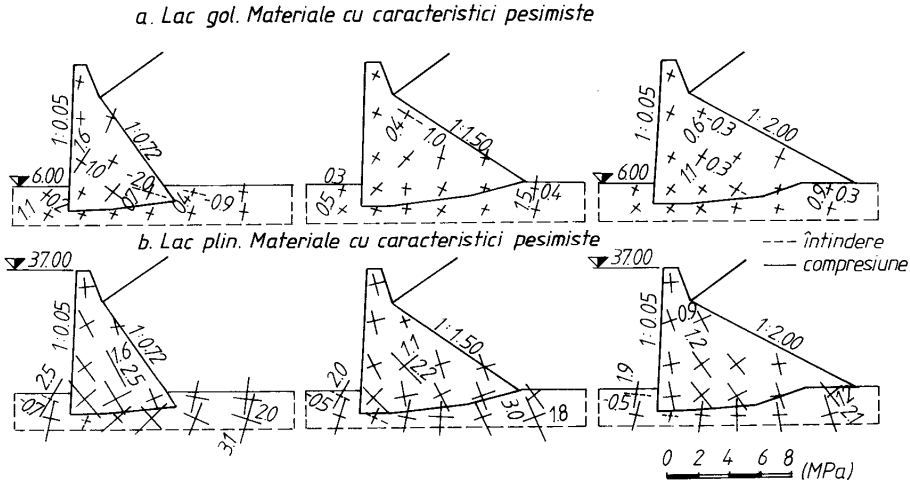

a. Lac gol. Materiale cu caracteristici pesimiste
b. Lac plin. Materiale cu caracteristici pesimiste
--- întindere
—— compresiune
0 2 4 6 8 (MPa)

Fig. 5.98. Barajul Vâja - Eforturi principale în barajul preexistent şi zona adiacentă de fundaţie după execuţia barajului de piatră (*a*) şi umplerea lacului (*b*).

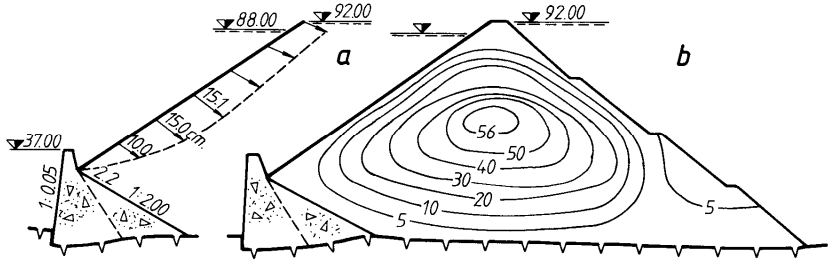


Fig. 5.99. Barajul Vâja - varianta cu panta aval a vetrei de 1:2 şi anrocamente cu caracteristici pesimiste: *a* - deplasări ale măştii după umplerea lacului; *b* - linii de egală tasare în ipoteza lac plin (valori în cm).

Barajul Fântânele ($H = 92$ m, fig. 5.100) de pe Someşul Cald formează lacul de acumulare al UH Mărişelu (P_i = 220 MW), prima treaptă de la amenajarea bazinului Someş. Pantele paramentelor amonte şi aval ale profilului transversal sunt 1:1,40. Corpul barajului este realizat cu două tipuri de anrocamente: *A1* - în zona de rezemare a măştii de beton armat, cu dimensiunea maximă de 50 cm şi puse în operă în straturi vibrocompactate de 75 cm şi *A2* - în restul corpului, cu dimensiunea maximă de 100 cm şi puse în straturi de 150 cm.

Masca de beton armat de etanşare a barajului este prevăzută cu rosturi orizontale de tasare şi rosturi verticale de contracţie. La racordul măştii cu vatra este realizat un rost perimetral pe toată zona de racord şi două rosturi perimetrale în zona de racord situată la adâncimi de peste 30 m sub coronament. În vatra de la piciorul amonte al barajului există o galerie de vizitare şi injecţii. Forajele pentru voalul de etanşare au fost plasate la distanţe de 1,50 m.

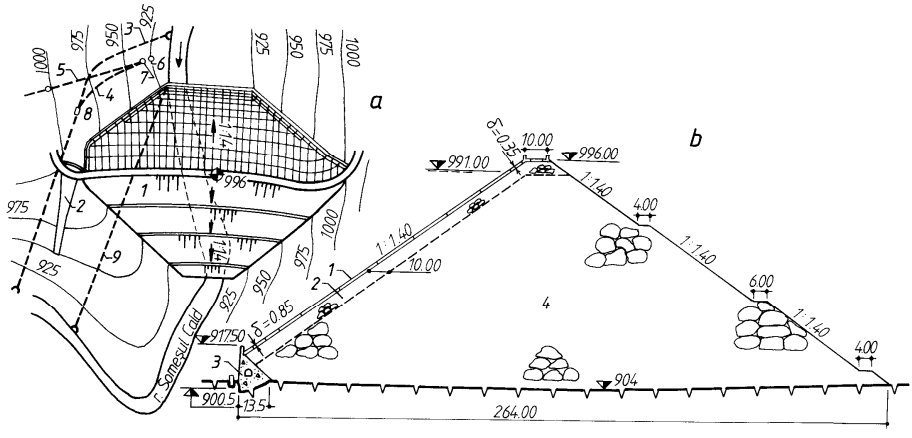


Fig. 5.100 Barajul Fântânele: *a* - vedere în plan; *1* - corp baraj, *2* - descărcător de ape mari, *3* - galerie de deviere, *4* - golire de fund, *5* - aducţiune, *6* - priza golire de fund, *7* - priza aducţiune, *8* - casa vanelor, *9* - galerie de drenaj; *b* - profil transversal tip; *1* - mască de beton armat, *2* - anrocamente cu dimensiunea maximă 0,50 m, *3* - vatră amonte, *4* - anrocamente cu dimensiunea maximă 1,00 m

Descărcarea apelor mari se realizează printr-un canal lateral amplasat la malul drept, capabil să transporte $Q_{max} = 700$ m^3/s. Golirea de fund are un diametru de 2,40 m în amonte de casa vanelor şi 4,80 m în aval de casa vanelor, asigurând golirea lacului în 28 zile ($Q_{max} = 117$ m^3/s). Zona de golire cu diametrul de 2,40 m cuprinsă între priză şi casa vanelor are căptuşeală de beton de 40 cm şi blindaj metalic de 10 mm. Zona din aval de casa vanelor, realizata prin amenajarea galeriei de deviere din perioada de construcţie este betonată sau torcretată.

5.7.2. Alcătuirea măştilor din beton armat

Măştile din beton pentru etanşarea barajelor din umpluturi s-au aplicat încă de la începutul secolului al XX-lea. În exploatarea lor au apărut însă în trecut unele defecţiuni constând din pierderi mari de apă prin rosturile de construcţie şi fisuri în dalele de beton. Ele au fost cauzate în general de tasările excesive ale umpluturii sau de insuficienţa sistemelor folosite pentru etanşarea rosturilor. Defecţiunile s-au produs în special la barajele din anrocamente aruncate.

După cel de al doilea război mondial, preferinţele constructorilor s-au orientat clar spre etanşări cu nuclee pământoase, atunci când progresele tehno–logice au permis construcţia în condiţii de siguranţă a acestui tip de baraj.

Totuşi, după 1960, măştile din beton armat s-au aplicat din nou cu frecvenţă tot mai mare, în paralel cu progresele tehnologice privind îmbunătăţirea compactării umpluturilor şi în consecinţă reducerea drastică a tasărilor corpului barajului.

Progrese importante s-au realizat de asemenea în concepţia şi tehnologia de execuţie ale măştilor din beton armat, această soluţie devenind tot mai sigură şi mai economică.

În figurile 5.101 şi 5.102 se prezintă două exemple tipice de alcătuire a unei măşti din beton armat. În principal ea este alcătuită din următoarele elemente: plinta sau vatra (soclul) de la piciorul amonte al barajului, unul sau la barajele înalte mai multe rânduri de rosturi perimetrale cu dalele perimetrale respective, dale poligonale adiacente rostului perimetral, dale sau fâşii curente, parapetul (grinda întoarce val) de la coronament.

Plinta sau vatra face legătura între etanşarea corpului barajului şi etanşarea de adâncime. Ultima este de obicei realizată sub forma unui voal de injecţii. În cazul unor terenuri de fundare nestâncoase se pot aplica soluţii cu pereţi mulaţi. Poziţia şi tipul plintei sunt larg influenţate de condiţiile geologice-geotehnice şi morfologice ale fundaţiei barajului. În figura 5.103 se prezintă secţiuni transversale tipice de plintă aplicate la unele baraje din Spania [58].

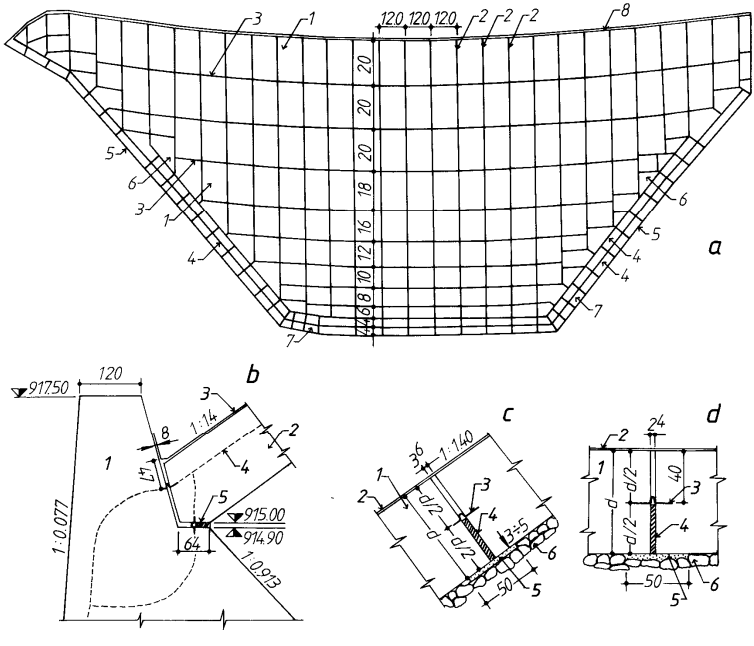


Fig. 5.101. Barajul Fântânele - masca de beton armat: a - vedere desfăşurată în planul măştii; *1* - dală curentă, *2* - rost vertical de contracţie, *3* – rost orizontal de tasare, *4* - rost perimetral, *5* - articulaţie vatră-dală perimetrală, *6* - dală poligonală, *7* - dală perimetrală, *8* - rost mască, bloc parapet; *b* - articulaţie mască - vatră în zona albiei; *1* - vatră, *2* - dală perimetrală, *3* - vopsea de protecţie, *4* - bandă PVC M35, *5* - polistiren expandat; *c* - rost orizontal, *d* - rost vertical; *1* - dală curentă, *2* - vopsea de protecţie, *3* - bandă PVC M35, *4* - polistiren expandat, *5* - şapă din mortar de ciment, *6* - strat suport.

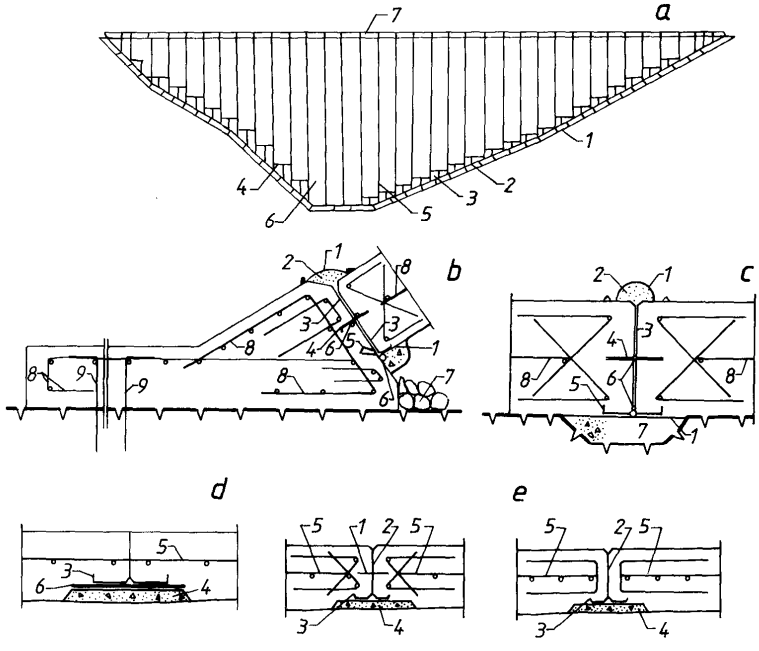


Fig. 5.102. Mască din fâşii de beton armat (*după* Schewe [57]): *a* - vedere în plan orizontal; *1* - plintă, *2* - rost perimetral, *3* - placă poligonală, *4* - rost orizontal, *5* - rost vertical, *6* - fâşie, *7* - parapet; *b,c* - detaliu plintă-rost perimetral în albie (*b*) sau pe versanţi (*c*); *1* - membrană de cauciuc, *2* - mastic bituminos, *3* - umplutură, *4,5* - benzi de etanşare, *6* - mixtură nisip-asfalt, *7* - pat din mortar de ciment, *8* - armături, *9* - ancore; *d,e* - detalii rosturi verticale cu armare continuă (*d*) şi întreruptă (*e*); *1* - bandă de etanşare centrală, *2* - vopsea bituminoasă, *3* - bandă de etanşare la intrados, *4* - pat de mortar de ciment, *5* - armături, *6* - fâşie de carton asfaltic.

Plintele sub formă de placă se aplică uzual în terenuri de fundare din roci tari injectabile. Plintele sub formă de pereţi (vatră) se aplică în cazul unor roci de fundare slabe pentru reducerea riscului producerii unor eroziuni sau infiltraţii prin fundaţie. În acest scop vatra se adânceşte până la roca sănătoasă [59]. Mai multe detalii privind proiectarea şi calculul acestui element constructiv se dau la punctul 5.7.3.

Masca din beton armat asigură impermeabilitatea corpului barajului. Durabilitatea, flexibilitatea şi impermeabilitatea sunt cele mai importante caracteristici ale unei măşti din beton armat.

O parte integrantă a măştii este constituită din stratul suport al măştii, plasat între intradosul ei şi umplutura curentă a barajului. Stratul suport este alcătuit din material de umplutură mai mărunt, uniform şi bine compactat care să asigure o rezemare continuă şi solidă a măştii. Straturile de compactare au grosimi de 0,40...0,50 m, compactarea efectuându-se cu rulouri vibratoare netede atât pe orizontală, cât şi pe taluz. Lăţimea stratului suport depinde de metoda de execuţie. În condiţii normale lăţimea uzuală pe orizontală este de 4 m.

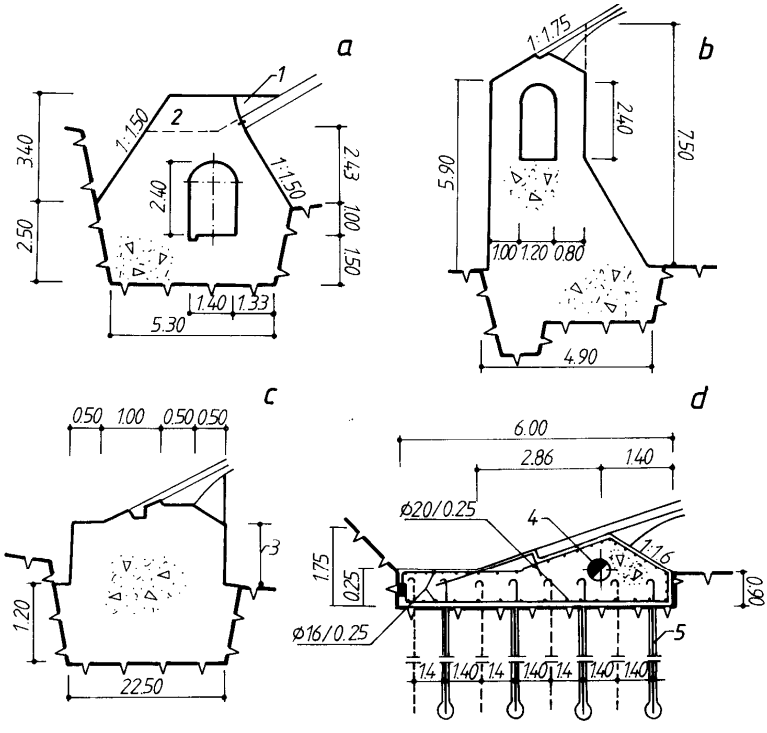


Fig. 5.103. Secţiuni transversale de vetre (plinte) aplicate la unele baraje din Spania [58]: *a* - vatra barajului Guadalcacin, *b* - vatra barajului Los Alfilorios, *c* - vatra barajului Seberiod, *d* - plinta barajului Huesna; *1* - umplutură de argilă, *2* - beton etapa II, *3* - înălţime variabilă (înălţime standard: 50 cm), *4* - conductă de aerare a galeriei de vizitare din zona albiei râului, *5* - ancore betonate.

Mai recent se semnalează tendinţa de creştere a procentului de nisip şi parte fină în materialul din stratul suport pentru a-i creşte lucrabilitatea şi a-i reduce permeabilitatea. În această nouă concepţie circa 40% din material trebuie să fie format din particule mai mici de 4 mm. Scopul este de a realiza o barieră semipermeabilă la intradosul măştii, care are efecte de reducere a infiltraţiilor prin rosturile deschise sau fisurile din masca de beton armat.

Betonul din mască este recomandabil să aibă o rezistenţă la compresiune de circa 20 MPa la 28 zile de la turnare. Dimensiunea maximă a agregatelor este în mod obişnuit limitată la 38 mm, totuşi performanţe satisfăcătoare s-au realizat şi în cazul măştilor din betoane având agregate cu dimensiunea maximă de 64 mm. În acest ultim caz o atenţie specială va fi acordată realizării corecte a etanşărilor şi rosturilor de construcţie. Folosirea de antrenatori de aer pentru creşterea lucrabilităţii betonului şi de adausuri puzzolane pentru reducerea riscului de producere a unor reacţii alcalii-agregate sunt practici curente şi recomandate pentru betoanele măştilor din beton armat.

Grosimea măştii (d) la barajele mai vechi executate prin aruncare se calcula în mod tradiţional cu relaţia:

$$d = (0{,}30+0{,}0067\ H)\ \text{m}, \tag{5.75}$$

unde H este adâncimea în metri faţă de nivelul apei a punctului unde se determină grosimea.

Grosimea măştii la barajele moderne executate prin vibrocompactare şi cu dublă vibrocompactare a stratului suport s-a redus comparativ cu (5.75), relaţiile uzuale de calcul fiind următoarele :

$$d = (0{,}30+0{,}003\ H)\ \text{m} \tag{5.76,a}$$

sau:

$$d = (0{,}30+0{,}002\ H)\ \text{m}\ . \tag{5.76,b}$$

Grosimi minime de 30 cm sau chiar de 25 cm dar cu îngroşări în zona rostului perimetral sunt necesare pentru acoperirea armăturilor, construirea unor rosturi corespunzătoare, plasarea sistemului de etanşare şi reducerea riscului de fisurare pe întreaga grosime a plăcii. Grosimea minimă poate fi aplicată pe întreaga înălţime a unor baraje de înălţimi mici sau mijlocii până la circa 75 m. Spre exemplu barajul Murchison din Australia cu 94 m înălţime maximă, a cărei construcţie a fost terminată în 1982 are masca de beton armat cu grosimea constantă de 30 cm Totuşi la barajele înalte se recomandă o îngroşare gradată a plăcii de la coronament către piciorul amonte al barajului conform relaţiei (5.76,b).

Dimensiunile în plan ale dalelor variază de la $(15...20)\cdot(10...12)\ \text{m}^2$ în zona centrală superioară a barajului la $(15...20)\cdot(4{,}50)\ \text{m}^2$ către piciorul amonte. În figura 5.104 se ilustrează alcătuirea din dale de beton armat a măştii barajului Fades (H = 68 m, Franţa) intrat în exploatare în 1968 [60]. Masca a fost prevăzută cu rost perimetral, rosturi verticale (de contracţie) la distanţe de 10,50 m şi rosturi orizontale (de tasare) la distanţe variind de la 13,40 m la coronament la 6,50 m la bază. Etanşarea rosturilor s-a făcut cu bandă de etanşare tip A (flexcell de 12 mm grosime). La prima umplere a lacului deplasările măştii au ajuns în treimea inferioară la 15 cm ceea ce a corespuns unei săgeţi relative de ordinul $1{,}5\cdot10^{-3}$ (fig. 5.105). Deplasările în exploatare au avut o rată medie a tasărilor de 2,8 mm/an şi a deplasărilor orizontale amonte-aval de 2,2 mm/an. Ca o consecinţă a acestor deplasări rosturile centrale s-au închis, iar rosturile din zona naşterilor şi bazei barajului s-au deschis. Amplitudinea acestor mişcări de închidere-deschidere a rosturilor a ajuns după 20 de ani de exploatare la circa 10 mm, valoare mai mică decât cei 12 mm deschidere iniţială a rostului conform proiect.

În cazul barajelor realizate prin vibrocompactare, la care conform datelor din literatură deplasările normale pe paramentul amonte la prima umplere nu depăşesc 0,08% din înălţimea barajului, soluţiile de etanşare cu măşti din fâşii de beton armat sunt în general preferate. În raport cu varianta din dale ele ofera avantaje tehnologice evidente, o fâşie putând fi turnată continuu într-o singură etapă.

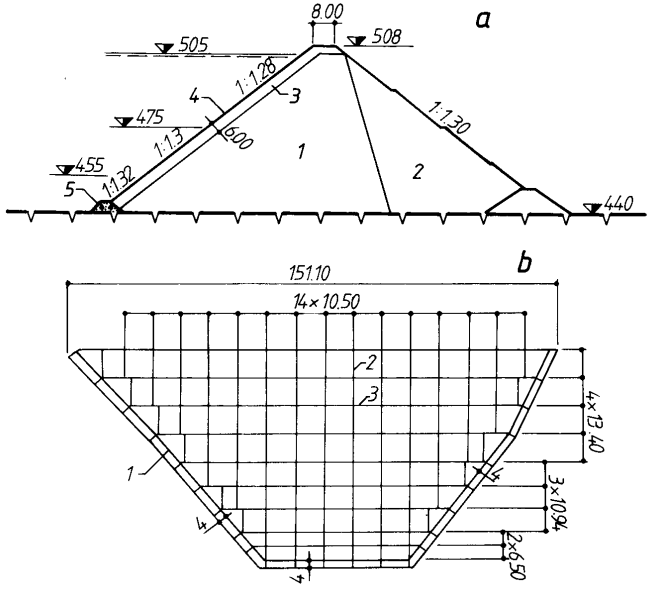


Fig. 5.104. Barajul des Fades (Franţa): *a* - secţiune transversală tip; *1* – anrocamente A1; *2* - anrocamente A2; *3* - strat suport; *4* - mască de beton armat; *5* - plintă; *b* - dispunerea rosturilor în mască; *1* - rost perimetral; *2* - rost vertical; *3* - rost orizontal.

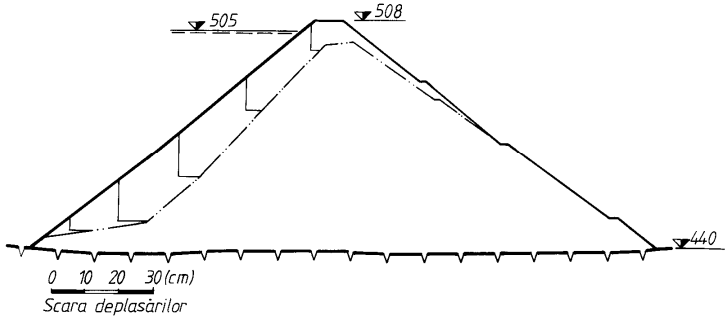


Fig. 5.105. Deplasările măştii şi a barajului des Fades în secţiunea centrală la prima punere sub sarcină [60].

De asemenea, eliminarea rosturilor orizontale reduce riscul apariţiei unor infiltraţii excesive prin rosturile cu defecţiuni. Un exemplu reprezentativ de mască din fâşii de beton armat este ilustrat în figura 5.106 la barajul Odeleite ($H = 61$ m, Portugalia) intrat în exploatare în 1983. De remarcat că pe lângă rostul perimetral la fâşiile de pe versanţi rămâne un singur rost orizontal pentru a permite deplasarea laterală spre vale a fâşiei de deasupra. În acest sens placa poligonală de sub rostul orizontal trebuie să fie legată rigid de plintă [61].

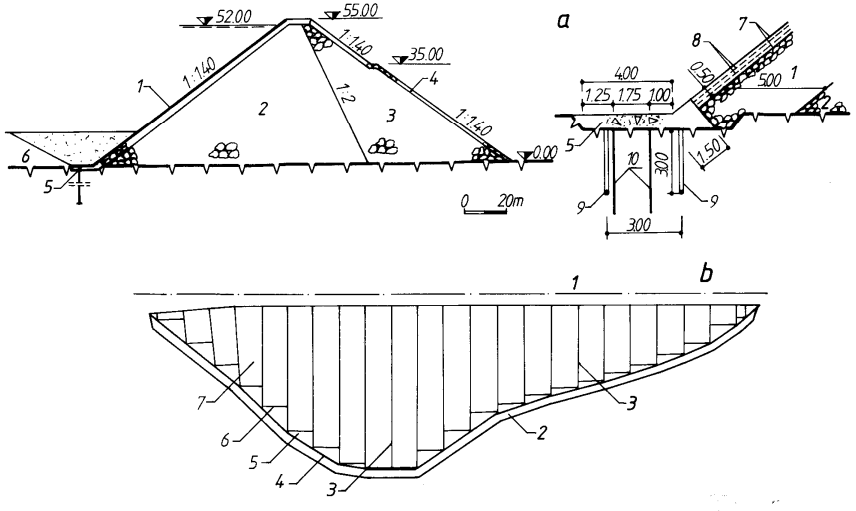


Fig. 5.106. Barajul Odeleite (Portugalia): *a* - secţiune transversală tip cu detaliu plintă; *1* - material semipermeabil, cu dimensiune maximă 20 cm, *2* - anrocamente de dimensiuni medii, *3* - anrocamente mari, *4* - protecţie parament cu blocuri de piatră, *5* - plintă, *6* - material aluvionar, *7* - mască din fâşii de beton armat, *8* - bandă de etanşare, *9* - ancore betonate, *10* - foraje pentru voalul de injecţii; *b* - vedere in plan orizontal a măştii; *1* - ax baraj, *2* - plintă, *3* - rost vertical, *4* - rost perimetral, *5* - dală poligonală, *6* - rost orizontal, *7* - fâşie.

Armarea plăcilor are scopul principal sa prevină fisurarea lor datorită deplasărilor umpluturilor din baraj în special a celor din planul măştii sau datorită variaţiilor termice. În cazul producerii unei fisuri, armătura împiedică extinderea ei mai ales în adâncime. În cazul barajelor vibrocompactate un procent de armare de 0,4% pe fiecare direcţie s-a dovedit pe deplin satisfăcător. Armătura se dispune în secţiunea mediană a plăcii sau puţin deasupra secţiunii mediane în corpul plăcilor relativ groase şi se calculează la întindere centrică. Barajele mai vechi în special cele executate prin aruncare, au măştile armate cu procentul tradiţional de 0,5% pe ambele direcţii. Măştile realizate mai recent sunt armate cu 0,3% în zona centrală unde se dezvoltă eforturi de compresiune şi 0,4% în zonele adiacente rostului perimetral. În figura 5.107 se prezintă un exemplu de armare a unor dale perimetrale (plăcile A şi B) şi curente după practica din România [62].

O practică recentă constă în asigurarea continuităţii armăturii orizontale prin rosturile verticale dintre fâşii (v. fig. 5.102,*d*). În acest mod se elimină sau reduce riscul fisurării prin deschiderea rostului şi dispare necesitatea etanşării rostului cu bandă de cauciuc sau tolă de cupru, deşi ea se practică concomitent în continuare din motive de prudenţă.

Rostul perimetral este partea cea mai sensibilă a unei măşti din beton armat. El se deschide moderat când barajul este pus sub sarcină şi permite unele rotiri şi alunecări între feţele adiacente. În practică s-au înregistrat deschideri până la 2,5 cm ale rostului perimetral.

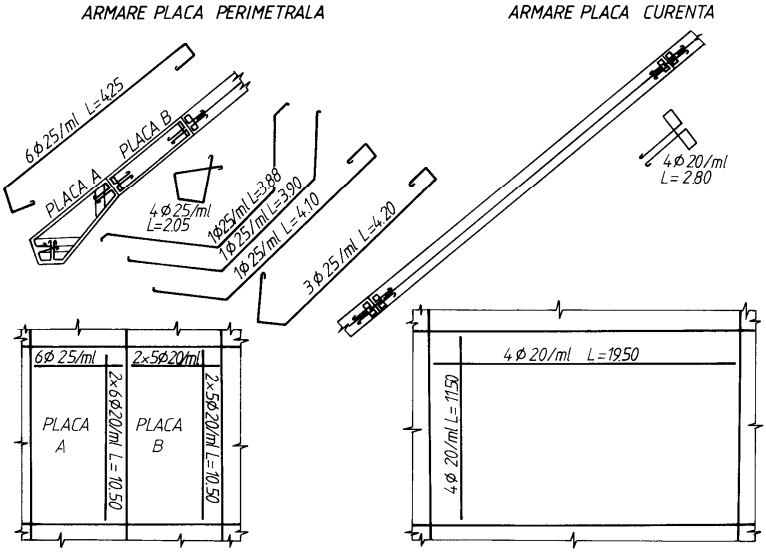


Fig. 5.107. Armări tipice la dale din alcătuirea unei măşti din beton armat: *a* - dală perimetrală, *b* - dală curentă.

În figurile 5.101,*b* şi 5.102,*b*,*c* sunt ilustrate mai multe variante de realizare a rostului perimetral. Rostul poate fi prevăzut cu trei rânduri de etanşări: la partea superioară, în partea mediană şi la partea lui inferioară. Banda de etanşare centrală ar putea fi eliminată, celelalte două fiind suficiente. Astfel se creează condiţii mai bune de turnare a betonului în dalele aferente.

Masticul bituminos de etanşare de la partea superioară a rostului s-a dovedit foarte eficient. Masticul este acoperit cu o membrană de cauciuc Hypalon. Membrana este arcuită astfel încât din presiunea apei din lac, membrana să preseze masticul să intre în rostul perimetral când acesta se deschide. Volumul masticului bituminos este determinat în funcţie de deschiderea prognozată a rostului perimetral.

Etanşarea centrală poate fi realizată cu bandă PVC înglobată în beton. Etanşarea inferioară poate fi din tolă de cupru sau bandă din PVC. O umplutură din scândură de polistiren sau un rulou din neopren pot fi plasate suplimentar în rost.

O umplutură compresibilă de 10...20 mm grosime este introdusă în rost pentru a preveni concentrările de eforturi de compresiune la muchiile plăcilor în timpul construcţiei şi înaintea umplerii lacului. Armări speciale contra dizlocării betonului de la colţuri sunt prevăzute atât în dală cât şi în plintă.

Parapetul de la partea superioară a măştii poate fi realizat sub forma unei grinzi întoarce val (fig. 5.108,*a*). Într-o altă variantă parapetul poate fi realizat sub forma unui perete de reţinere consolă rigidă. Peretele este conectat cu masca printr-un rost flexibil (fig. 5.108,*b*). Această a doua soluţie are avantajul realizării unor reduceri importante a volumului de piatră de umplutură în cazul unor baraje înalte.

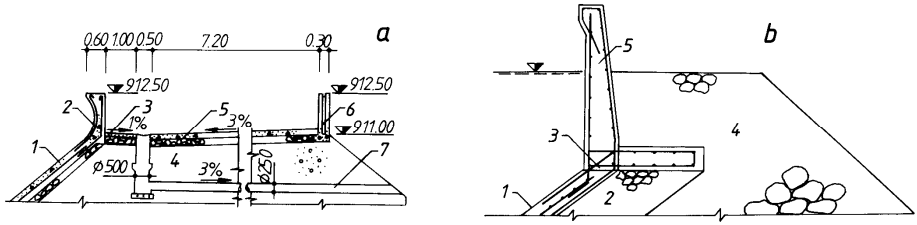


Fig. 5.108. Detalii de amenajare a coronamentului: *a* - cu grindă întoarce val; *1* - mască, *2* - grindă întoarce val, *3* - trotuar, *4* - fundaţie de piatră spartă, *5* - macadam, *6* - parapet, *7* - conductă evacuare ape pluviale; *b* - cu perete de reţinere de tip consolă rigidă; *1* - mască, *2* - strat suport, *3* - articulaţie, *4* - anrocamente, *5* - parapet.

5.7.3. Calculul măştilor din beton armat

În proiectarea unei măşti din beton armat, trebuie consideraţi următorii factori principali: panta taluzelor umpluturii, concepţia de alcătuire structurală a măştii, legătura măştii cu fundaţia (plintă sub formă de placă sau vatră înaltă cu galerie perimetrală), caracteristicile mecanice ale umpluturii de anrocamente, natura fundaţiei.

Solicitările principale asupra măştilor din beton armat sunt produse de deformaţiile corpului de umplutură a barajului, contracţia din întărire a betonului şi variaţiile de temperatură, acţiunea gheţii şi a valurilor. Acţiunea seismică se va analiza separat în capitolul 7. Evaluarea solicitărilor se face în mod obişnuit după metode tradiţionale simplificate. Totuşi, în cazul barajelor importante se recomandă ca starea de deformaţii şi eforturi în măşti să se determine pe baza unor calcule prin elemente finite incluzând atât corpul barajului cât şi fundaţia lui.

Deplasările tridimensionale ale corpului barajului ar putea induce în principiu în mască eforturi de încovoiere (deplasări normale pe planul măştii) şi eforturi de întindere-compresiune centrică (deplasările din planul măştii).

Eforturile de încovoiere ar putea fi generate de deplasările neuniforme ale umpluturii normale pe planul măştii. Tehnologiile de execuţie ale stratului suport mai ales la barajele moderne asigură însă o rezemare continuă a măştii. Comportarea pronunţat vâsco-elasto-plastică a anrocamentelor în vrac, mai ales la încărcări lente conduce de asemenea la uniformizarea reacţiunilor pe suprafeţe de rezemare a măştii. În aceste condiţii, măştile nu se calculează în practică la încovoiere, cu excepţia dalelor perimetrale care reazemă rigid pe vatră.

Deplasările umpluturii în planul măştii, deşi mai mici decât cele normale, generează cele mai importante eforturi în mască. Măsurătorile de deformaţii în planul măştii şi de închidere/deschidere a rosturilor produse de presiunea hidrostatică arată în general o zonă întinsă de compresiune biaxială asociată cu închiderea rosturilor în zona centrală a măştii. Deformaţii de întindere şi deschiderea rosturilor apar numai lângă rostul perimetral. Pentru exemplificare în figura 5.109 se prezintă deformaţiile în planul măştii de beton armat de la barajul

Cethana ($H = 110$ m, pante taluze amonte şi aval 1:1,3, Australia), generate de umplerea lacului. Se poate observa că deformaţiile maxime de compresiune se produc în zona centrală a măştii şi sunt de 0,3 ‰ pe linia de cea mai mare pantă, respectiv 0,4 ‰ pe direcţie orizontală. Zonele întinse apar lângă piciorul amonte, la coronament şi în vecinătatea umerilor barajului. În timp, deformaţiile de întin–dere au tendinţa să se disipeze [63].

Mărimea şi direcţia deformaţiilor în planul măştii depind de următorii factori principali: înălţimea barajului, caracteristicile umpluturii de anrocamente, morfologia văii, neomogenităţile umpluturii.

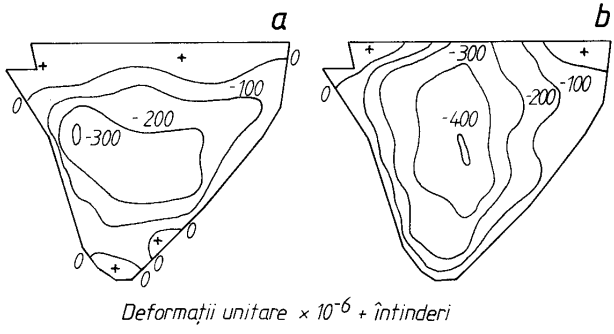


Fig. 5.109. Barajul Cethana (H = 110 m) - deformaţii în planul măştii produse de umplerea lacului: *a* - pe linia de cea mai mare pantă, *b* - pe orizontală [63].

În cazul plăcilor cu margini libere, deformaţiile umpluturii induc tendinţe de deformare a plăcii, conform principiului acţiunii şi reacţiunii, care sunt simetrice faţă de mijlocul plăcii. Pentru exemplificare, în figura 5.110 se prezintă o secţiune orizontală normală pe planul măştii, pentru o placă situată în vecinătatea unui rost perimetral.

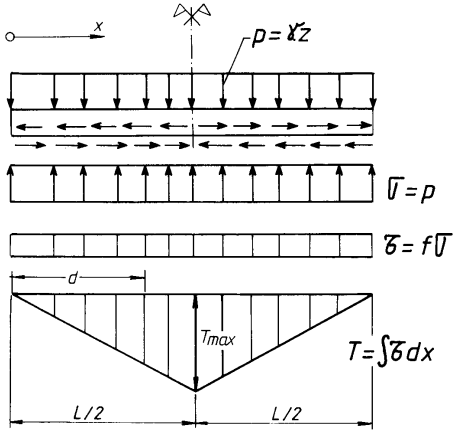


Fig. 5.110. Schemă de calcul a solicitărilor secţionale de întindere care apar într-o placă cu marginile libere.

Solicitările maxime axiale care se produc în placă sunt limitate la forţele potenţiale de frecare care apar pe suprafaţa de contact intrados placă-strat suport, care se opun tendinţei de deplasare a plăcii. Pentru o fâşie de placă de 1 ml, într-o secţiune la distanţa d de marginea liberă a plăcii, forţa axială maximă care poate apare $T_{\max,\, d}$ se calculează cu relaţia (fig. 5.110):

$$T_{\max,d} \le \int_0^d \tau \cdot 1 \cdot dx = f \cdot \gamma z d \quad , \tag{5.77}$$

unde f este coeficientul de frecare statică beton placă - anrocamente şi γz presiunea hidrostatică curentă (z - adâncimea secţiunii în raport cu nivelul suprafeţei libere a apei). În relaţia (5.77) s-a neglijat efectul greutăţii proprii a fâşiei de placă în raport cu încărcarea hidrostatică.

Forţa axială maximă în placă va apare în axa ei de simetrie şi se va calcula cu relaţia:

$$T_{\max} = f \cdot \gamma z \frac{1}{2} L = \frac{1}{2} f \cdot \gamma z L \,. \tag{5.78}$$

Problema de bază privind relaţia (5.78) constă în alegerea lui f. Ar fi eronat şi foarte dezavantajos ca f să fie asimilat cu tangenta unghiului de frecare interioară a anrocamentelor în vrac ($\mathrm{tg}\,\varphi$ = 0,75...0,87), deoarece umpluturile de anrocamente au o comportare vâsco-elasto-plastică, iar încărcarea pe placă se aplică lent.

Pe baza unor recomandări din literatură pentru f se poate considera valoarea 0,3. Încercări *in situ* făcute în Italia privind coeficientul de frecare a anrocamentelor în vrac pe roca pe fundare în cazul unor solicitări lente au condus la valoarea f = 0,3.

Contracţia de întărire a betonului poate fi asimilată cu o scădere de temperatură de 2°...4°C. Scăderile de temperatură în raport cu temperatura la turnare a betonului pot genera, de asemenea, eforturi de întindere în plăci. Diferenţele de temperatură între extradosul şi intradosul plăcilor generează eforturi de încovoiere. Datorită grosimii mici a plăcilor, diferenţele de temperatură între extradosul şi intradosul lor sunt nesemnificative, iar eforturile de încovoiere generate de ele nu se consideră în mod obişnuit.

Anrocamentele sunt rele conducătoare de căldură, temperatura corpului de umplutură se menţine în limite restrânse (5...10°C) chiar şi în imediata vecinătate a taluzelor. În consecinţă, în mod acoperitor din punct de vedere a calculelor se va admite că în anrocamente nu se produc deformaţii datorită variaţiilor termice. Variaţiile de temperatură, din punct de vedere a efectelor asupra măştilor din beton armat sunt de două tipuri:

- variaţii sezoniere, lente;
- variaţii diurne.

În cazul variaţiilor sezoniere, se disting patru situaţii care generează eforturi de întindere în mască, şi anume:

- scăderea temperaturii plăcii prin golirea lacului în timpul iernii;
- scăderea temperaturii plăcii prin ridicarea nivelului apei în timpul verii;
- scăderea temperaturii plăcii datorită răcirii apei (zona de sub apă);
- scăderea temperaturii plăcii datorită scăderii temperaturii aerului (zona de deasupra apei).

În toate cazurile prezentate mai înainte, eforturile în placă sunt limitate de forţele de frecare maxime care pot să apară pe contactul placă-strat suport. Se demonstrează că variaţiile termice descrise mai înainte corelate cu efectul coloanei de apă pe placă, generează solicitări de întindere centrică reduse sau moderate.

Variaţiile termice diurne se propagă până la o adâncime de maximum 40...50 cm măsurată pe normala la extradosul măştii. Variaţiile diurne afectează zona măştii situată deasupra nivelului apei şi zona oscilaţiilor zilnice de nivel care sunt în general sub 10 m. Această acţiune fiind rapidă, în calculul forţelor potenţiale de frecare se recomandă considerarea unui coeficient de frecare placă-strat suport, mai mare, corespunzător unei solicitări rapide, f = 0,78...0,87.

Efectele gheţii şi ale valurilor sunt considerabil atenuate datorită pantelor relativ dulci ale măştilor (1:1,3...1:1,4). În cazul valurilor efectul cel mai important este cel de abraziune.

În concluzie, armarea plăcilor se calculează la întindere centrică pe baza forţelor potenţiale maxime de frecare ($T_{\max}$) care pot să apară pe contactul placă-strat suport. Întreaga solicitare se preia de armătură, betonul considerându-se microfisurat. Calculele se fac similar pe ambele direcţii, conform relaţiei:

$$T_{\max} = A_f \cdot \sigma_{ad} \quad \text{sau} \quad A_f = \frac{T_{\max}}{\sigma_{ad}}, \tag{5.79}$$

unde A_f este aria armăturii, iar σ_{ad} efortul admisibil în armătură. Armătura se distribuie uniform pe toată suprafaţa plăcii, reducerile de armătură spre marginile libere nefiind uzuale. Aşa cum s-a arătat la punctul 5.7.2, procentele de armare minime recomandate pe ambele direcţii sunt de 0,3%.

Calculul prin metoda elementelor finite a stării de deformaţii şi eforturi într-o mască din beton armat necesită simularea construcţiei secvenţiale a umpluturii barajului, a execuţiei măştii şi a umplerii secvenţiale a lacului aşa cum s-a prezentat la punctul 5.5.2. În această problemă, în continuare se vor face unele completări specifice.

Analiza se recomandă a se efectua tridimensional, în discretizare inclu–zându-se şi terenul de fundare dacă rigiditatea lui este comparabilă cu cea a umpluturii de anrocamente. Terenurile de fundare stâncoase specifice barajelor de piatră cu măşti din beton armat sunt însă de obicei foarte rigide asigurând o rezemare practic nedeformabilă corpului barajului. Rosturile măştilor pot fi modelate cu noduri duble. Umplerea lacului se recomandă a se simula din 6...10

secvenţe. Pe măsură ce coordonatele unei perechi de noduri duble devin apropiate sau se suprapun unul din noduri se exclude din numerotarea elementelor finite pentru secvenţa următoare de încărcare.

În legătură cu caracteristicile mecanice ale anrocamentelor din corpul barajului, în practică s-a observat că modulii de deformaţie corespondenţi încărcării hidrostatice sunt de 1,5...3,3 ori mai mari decât cei corespondenţi stadiului de încheiere a construcţiei. De asemenea, în cazul barajelor foarte înalte s-a remarcat o aparentă deformabilitate sporită a umpluturilor atunci când nivelul lacului a crescut cu ultimii 10...20 m până la cota lacului plin. În figura 5.111 sunt ilustrate deplasările pe direcţia normală la taluz a măştii barajului Foz do Areia, produse de umplerea lacului în perioada 30.04.1980 - 30.07.1980. Ultimii 20 m până la cota finală a lacului plin s-au realizat în perioada 30.06.1980 - 30.07.1980. În această perioadă se poate remarca o creştere a deplasărilor măştii comparativ cu perioadele precedente.

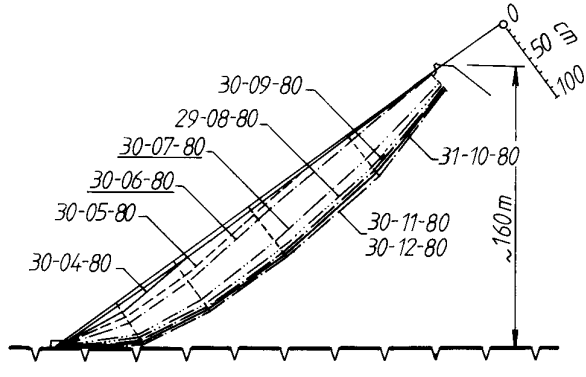


Fig. 5.111. Deplasări normale pe faţa măştii produse de umplerea lacului la barajul Foz do Areia (Brazilia).

Mori şi Pinto [64] prezintă o interpretare interesantă a fenomenului menţionat mai înainte. În figura 5.112 se ilustrează schematic curba deformaţii-eforturi pentru o probă de anrocamente în vrac supusă încărcării, descărcării şi în final reîncărcării sub presiune laterală constantă. Deformaţiile ireversibile sunt foarte mari. Modulii de deformaţie la descărcare şi la reîncărcare sunt în medie de circa 6 ori mai mari decât modulii asociaţi condiţiei de încărcare. Presiunea apei din lac acţionează practic în unghi drept faţă de efortul principal σ_1 rezultat din construcţia umpluturii. Situaţia corespunde unui efect de descărcare asupra masei de rocă şi în consecinţă modulul de deformaţie este foarte mare. Pentru zona din vecinătatea paramentului amonte al barajului, atunci când lacul atinge nivele mai ridicate, o condiţie de reîncărcare se produce esenţial pe direcţia efortului minor iniţial σ_3. Deformaţiile sunt în consecinţă cu magnitudine mărită (fig. 5.112).

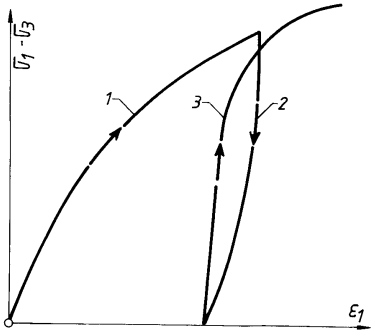


Fig. 5.112. Curbă deformaţii-eforturi tipică unei probe de anrocamente în vrac: *1* - încărcare iniţială, *2* - descărcare, *3* - reîncărcare.

Atât calculele prin elemente finite cât şi măsurătorile au arătat că masca urmând deformaţiile umpluturii barajului produse de presiunea apei la umplerea lacului, este trasă către centrul barajului. Astfel masca este supusă unor eforturi de compresiuni biaxiale cu excepţia zonei adiacente coronamentului şi în lungul plintei aşa cum se prezintă în figura 5.113 [65].

Mişcarea rosturilor reflectă efectele menţionate mai înainte. Rosturile verticale tind să se închidă în zona centrală a măştii şi unele deschideri sunt observate lângă naşterile ei. La barajul Foz do Areia deschiderile maxime ale unor rosturi verticale au ajuns la 30 mm. Mişcarea rosturilor verticale s-a limitat în planul măştii şi practic nici o tasare diferenţiată între marginile a două fâşii adiacente nu a fost observată.

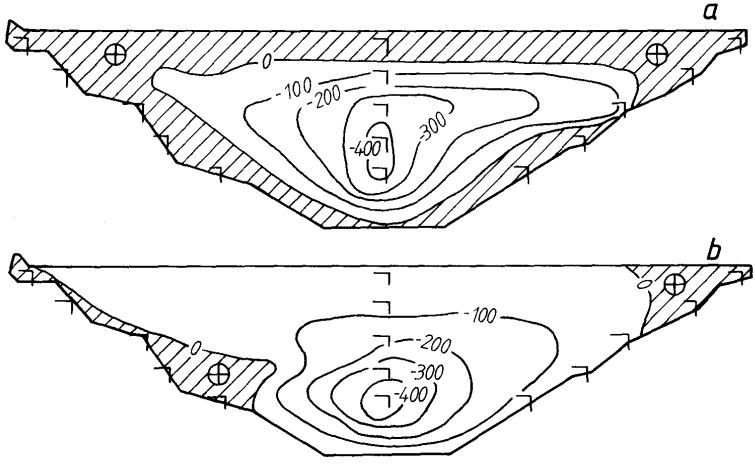


Fig. 5.113. Barajul Foz do Areia (H =160 m): curbe de egale deformaţii unitare (x 10^{-6}) în planul măştii: *a* - pe linia de cea mai mare pantă, *b* - pe direcţie orizontală, (+) întinderi.

Cele mai importante mişcări se produc în zona rostului perimetral unde plinta este fixată rigid în rocă, iar dalele perimetrale tind să urmeze deplasările

umpluturii. În general, în cazul rosturilor perimetrale se disting trei componente ale mişcării: deplasări (tasări) pe direcţia normalei la mască, deschideri pe direcţie normală la faţa rostului şi mişcări tangenţiale paralele la rost. În tabelul 5.16 sunt sistematizate unele măsurători privind mişcările rosturilor perimetrale de la câteva baraje importante.

Mişcările în rostul perimetral după cum se poate remarca din tabelul 5.16 depind de înălţimea barajului şi de modulii de deformaţie ai umpluturii de anro–camente.

Tabelul 5.16

Baraj - Înălţime - Moduli de compresibilitate ai umpluturilor	**Mişcări în rostul perimetral [mm]**			
	Tasări	**Deschideri**	**Deplasări tangenţiale**	**Observaţii**
Foz do Areia H =160 m E=37...55 MPa	55	23	25	Valoarea deplasării tangenţiale a fost estimată
Cethana H =110 m E=112..185 MPa	-	11	7	-
Alto Anchicaya H = 140m E=98...167 MPa	106	125	15	În vecinătatea unei zone slabe la malul drept
Shiroro H = 125 m E=76 MPa	50	30	21	-

5.7.4. Alcătuirea şi calculul plintei (vetrei)

În figura 5.103 s-au prezentat mai multe variante de realizare a plintelor tip placă sau perete (vatră).

Alte detalii constructive privind alcătuirea plintelor placă de la două baraje din Australia sunt ilustrate în figura 5.114 /63/, /67/. După practica din Australia, plintele trebuie să constituie o manta de acoperire pentru operaţiile de injecţii şi care serveşte de asemenea pentru montarea primului cofraj la extradosul măştii. Latura din aval a plintei trebuie să aibă o grosime minimă, astfel încât deformaţiile de compresiune prin umplerea lacului, ale umpluturii dintre intradosul măştii şi suprafaţa fundaţiei să împiedice apariţia unor momente încovoietoare semnificative în placa adiacentă plintei. În cazul barajului Mangrove Creek (H =80 m) zonele de rocă slabă (gresii, marne alterate) din vecinătatea piciorului amonte au fost acoperite cu un strat de etanşare din beton de 15 cm grosime şi 10 m lăţime prevăzut cu o reţea de armături.

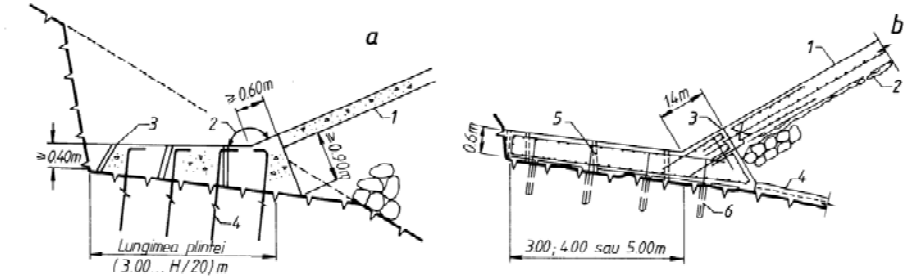


Fig. 5.114. Detalii de alcătuire constructivă a unor plinte tip placă: a - barajul Cethana; *1* - mască de beton armat, *2* - unghi variabil, *3* - conducte pentru injecţii, *4* - ancore injectate; *b* - barajul Mangrove Creek: *1* - mască de beton armat, *2* - beton de egalizare, *3* - rost perimetral, *4* - strat de beton de 10 m lăţime, *5* - conductă pentru injecţii, *6* - ancore betonate.

Uzual, plintele placă se aplică în terenuri de fundare cu roci tari, neero–dabile, cu permeabilitate redusă. Excavaţia stratului de acoperire (aluviuni, deluvii) şi a rocii este limitată la o mică adâncime faţă de suprafaţa rocii. Roca din fundaţie poate fi etanşată uşor prin injecţii de pe plintă iar apa infiltrată este drenată prin filtre şi roca adiacentă. Stabilitatea plintei împotriva alunecării sau răsturnării este asigurată prin ancorarea ei în rocă stabilă.

Lăţimea plintelor (*d*) realizate pe roci tari se poate evalua din relaţia:

$$d = \left(0{,}04...0{,}05\right) z\,, \quad \text{dar minimum } 3 \text{ m}\,, \tag{5.80}$$

unde *z* este adâncimea lacului în secţiunea de calcul. În cazul unor baraje cu înălţimi mai mici de 40 m fundate pe roci tari, lăţimea plintei poate fi redusă la 2 m. Pentru baraje fundate pe roci mai slabe, plinta se face mai lată pentru a creşte lungimea drumului de infiltraţii pe sub plintă. Alternativ, se poate renunţa la lăţirea plintei, dar în continuarea ei spre aval se execută pe suprafaţa fundaţiei un strat de torcret sau beton slab prevăzut cu filtre la faţa superioară.

Grosimea plintei placă în mod uzual nu depăşeşte 1 m. Frecvent grosimea plintei este egală cu cea a plăcii perimetrale. Astfel grosimi de 0,30...0,50 m sunt în mod normal satisfăcătoare, depinzând de mărimea presiunii hidrostatice pe placă. Totusi, în cele mai multe cazuri, grosimea plăcii este aleasă pentru a rezista presiunilor din injecţii, considerând şi aportul ancorării în rocă.

Armarea plintelor-placă (v. fig. 5.103, fig. 5.114) are scopul să uniformizeze eforturile termice şi să limiteze dezvoltarea unor eventuale fisuri cauzate de solicitări de încovoiere. Totodată, dispunerea unui rând de armături orizontale la o distanţă de 10...15 cm de faţa superioară a plintei-placă este o practică curentă. Armarea longitudinală este continuată prin rosturile de construcţie ale plintei. Rosturile dintre plinte sunt prevăzute cu sisteme de etanşare (benzi PVC, tole cupru) cu excepţia cazurilor când roca din fundaţie este de bună calitate şi practic incompresibilă.

În figura 5.115 se prezintă schema încărcărilor curente pentru calculele de stabilitate la alunecare sau răsturnare ale plintei placă. Greutatea proprie a plintelor

placă, mai ales la înălţimi mari ale barajului poate fi neglijată în raport cu celelalte încărcări: presiunea apei din lac, subpresiunea, împingerea dinspre aval a anrocamentelor din corpul barajului. Împingerea dinspre aval a anrocamentelor ar deveni importantă numai când plinta ar aluneca sau s-ar roti orar (răsturna), deplasări care nu pot fi admise din motive de siguranţă a lucrării. În ipoteza lacului gol împingerea anrocamentelor poate fi considerată cea din starea de repaus sau mai exact poate fi calculată prin metoda elementelor finite. O împingere din masca de beton armat asupra plintei nu trebuie considerată deoarece de-a lungul rostului perimetral nu apare nici o interacţiune între mască şi plintă.

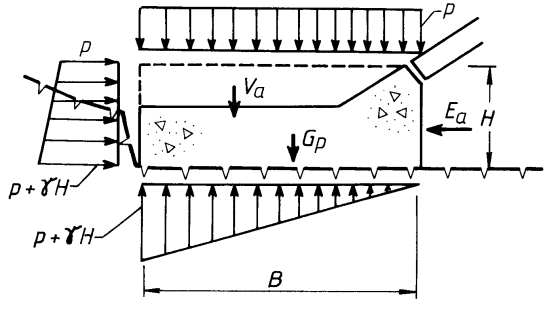


Fig. 5.115. Schema încărcărilor pe o plintă placă.

Plintele înalte de tip perete sau vatră înglobând galeria perimetrală sunt aplicate în condiţii de fundare mai puţin favorabile şi unde excavarea unei tranşei apare necesară pentru a ajunge la cota rocii sănătoase şi a creşte drumul infiltraţiilor în roci cu permeabilitate ridicată.

Alegerea între soluţiile plintă perete sau vatră cu galerie depinde în principal de importanţa lucrării. Vatra cu galerie perimetrală prezintă comparativ următoarele avantaje :

– permite realizarea din galerie a unei reţele de drenaj în aval de voalul de etanşare;

– permite instalarea în galerie a unui sistem de supraveghere a compor–tării barajului (măsurarea infiltraţiilor prin fundaţie şi prin rostul perimetral, controlul etanşărilor barajului).

Înăltimea plintei perete sau a vetrei cu galerie depinde în principal de adâncimea tranşeei necesare să ajungă la cota rocii sănătoase iar în cazul existenţei galeriei si de gabaritul ei şi a grosimii căptuşelii. Grosimea peretelui este determinată pe baza solicitărilor produse de încărcările externe ca: presiunea apei din lac, subpresiunea, greutatea şi împingerea laterală a pământului, împingerea anrocamentelor din corpul barajului. În calculele de armare plinta se consideră ca un element structural care trebuie să reziste solicitărilor din combinaţiile cele mai defavorabile de încărcări.

Dacă plinta perete sau vatra cu galerie nu sunt complet îngropate în rocă, ele trebuie verificate la stabilitate la alunecare şi la răsturnare. Calculele de

stabilitate trebuie efectuate pentru numeroase secţiuni, fiindcă stabilitatea plintei este influenţată pe de o parte de încărcările externe, care depind de poziţia plintei în lungul rostului perimetral şi pe de altă parte de geometria şi greutatea proprie a plintei care variază de la un punct la altul.

În figura 5.116 se prezintă schema încărcărilor pe o vatră cu galerie înglobată. Încărcarea din anrocamente asupra vetrei (E_n, E_t) devine mult mai importantă comparativ cu cazul plintei placă. În condiţiile concrete ale comportării vâsco-elasto-plastice a corpului de anrocamente a barajului, evaluarea acestei încărcări pe baza unor modele matematice adecvate bazate pe metoda elementelor finite este foarte recomandabilă [68].

În practică sunt rare cazurile în care plinta se realizează în forma în care a fost proiectată iniţial. Condiţiile geologice şi morfologice locale sau depăşiri ale excavaţiilor din proiect conduc la forme de plinte dintre cele mai diverse. Unele exemplificări sunt prezentate în figura 5.117.

În vederea reducerii riscului de producere a unor concentrări locale de eforturi se recomandă o geometrizare cât mai lină a rostului perimetral de contact cu plinta şi a plintei însăşi. Geometrizarea trebuie să corespundă următoarelor condiţii:

- să se evite pe cât posibil schimbările bruşte de direcţie;
- numărul schimbărilor de direcţie să fie minim;
- să se asigure o fundare corectă în roca sănătoasă a plintei.

Stabilirea geometriei în spaţiu a plintei se poate face în două etape (fig. 5.118). În prima etapă, pornind de la secţiunile transversale prin corpul barajului, se determină care ar fi poziţia în plan a plintei, dacă în orice secţiune ea ar fi fundată pe rocă sănătoasă. În plan se va trasa astfel, o linie poligonală şi în general neregulată care reprezintă locul geometric al punctelor de sprijin mască-plintă. În continuare, orice contur poligonal care înfăşoară în exterior conturul neregulat de minim deja obţinut va fi odată cu verificarea primelor două condiţii menţionate mai înainte un contur admisibil. Pe această bază, în etapa a doua se alege poziţia în plan a rostului perimetral de contact cu plinta şi se corectează în consecinţă secţiunile transversale.

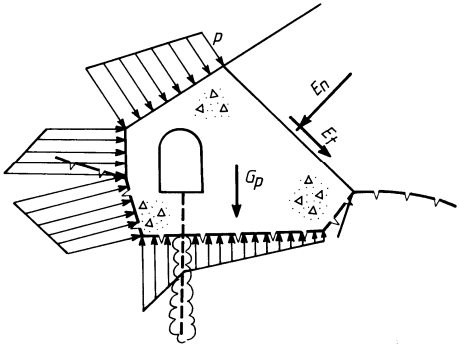


Fig. 5.116. Schema încărcărilor pe o vatră cu galerie înglobată.

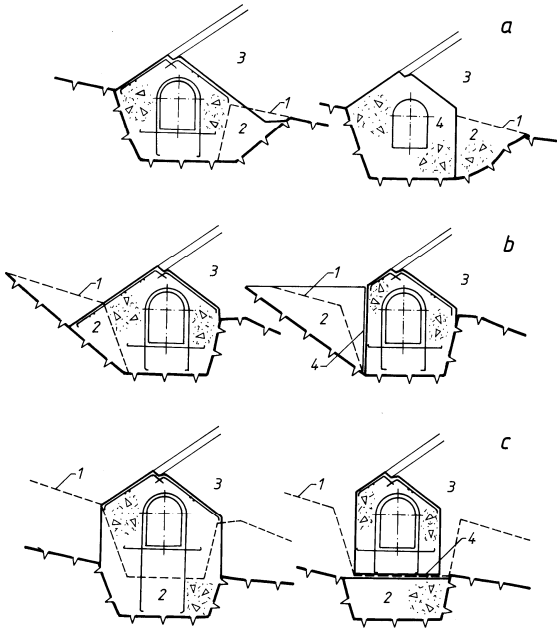


Fig. 5.117. Exemple de plinte adaptate la excavaţiile în profil [58]: *a* - supraprofil în aval, *b* - supraprofil în amonte, *c* - excavaţii mai adânci decât cele din proiect; *1* - linia excavaţiei din proiectul iniţial (linie întreruptă), *2* - beton de umplere suplimentar, *3* - anrocamente, *4* - rost.

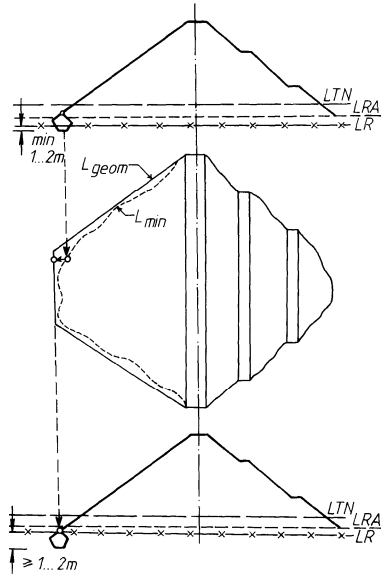


Fig. 5.118. Stabilirea poziţiei tridimensionale a plintei.

5.7.5. Tehnologii de execuţie a măştilor din beton armat

Execuţia măştii de beton armat se recomandă a fi prevăzută după încheierea umpluturilor în corpul barajului. Coronamentul barajului este baza pentru toate activităţile privind execuţia măştii cu excepţia plintei şi a plăcilor poligonale adiacente plintei.

Construcţia plintei poate fi făcută înainte, în timpul sau dupa terminarea punerii în operă a umpluturilor din corpul barajului. Pentru a economisi timp, execuţia simultană a plintei şi a depunerilor în corpul barajului este preferabilă.

Stratul suport al măştii este completat pe taluz cu material de umplutură special, nivelat şi verificat dacă poziţia suprafeţei realizate a feţei amonte corespunde cu cea din proiect. Înainte de turnarea betonului, suprafaţa stratului suport se stopeşte cu o emulsie bituminoasă. Ea stabilizează, suprafaţa şi previne infiltrarea laptelui de ciment din betonul proaspăt turnat în stratul suport. Stropirea se execută de pe o platformă mobilă pe pneuri care este manevrată şi alimentată de pe coronamentul barajului.

În figurile 5.119 şi 5.120 sunt prezentate schematic echipamentele şi instalaţiile necesare pentru betonarea unei măşti din fâşii într-o variantă tehnologică de înaltă productivitate [57]. Lucrările de pregătire a turnării betonului într-o fâşie, pe lângă lucrările menţionate mai înainte includ turnarea patului de mortar şi a etanşării de la partea inferioară a fâşiei, aşezarea blocurilor de fundaţie sau a grinzilor pentru cofrajul lateral, montarea setului de cofraje prefabricate pentru dalele poligonale în lungul rostului perimetral, montarea plaselor de armătură şi a armăturilor de control a poziţiei etanşării centrale. Materialele, şinele, armăturile sunt transportate cu cărucioare manevrate de pe coronament. Cofrarea betonului este realizată diferit pentru dalele poligonale adiacente rostului perimetral şi pentru fâşiile cu rosturi în plane verticale. Forma neregulată a dalelor poligonale impune ca ele să fie cofrate după sisteme convenţionale cu cofraje prefabricate. Fâşiile sunt cofrate la faţa superioară cu un cofraj glisant având 10 m deschidere.

Alimentarea cu beton pentru majoritatea dalelor poligonale şi pentru fâşii este realizată prin pompe de beton montate pe coronament. Conducte de transport cu jgheaburi de distribuţie la capete asigură livrarea betonului la locul de punere în operă.

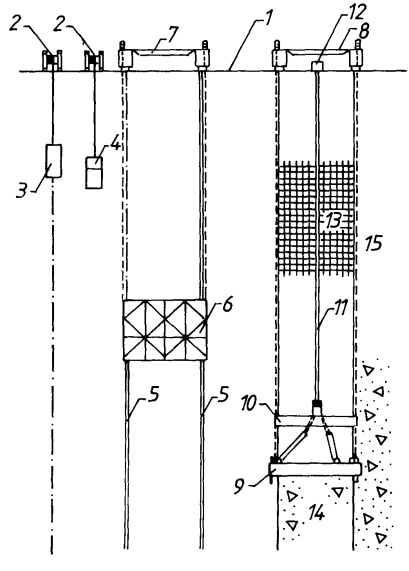


Fig. 5.119. Dispunerea echipamentelor şi instalaţiilor pentru betonarea unei măşti din fâşii de beton armat: *1* - coronament baraj, *2* - trolii, *3* - cărucior pentru aşternerea patului de mortar, *4* - cărucior pentru acces pe taluz, *5* - cofraj lateral, *6* - cărucior montare armătură şi şine, *7* - cărucior de transport, *8* - cărucior de transport cofraj glisant, *9* - cofraj glisant, *10* - platformă de lucru, *11* - conductă de turnare beton cu jgheaburi *y* , *12* - pompă de beton, *13* - reţea de armături, *14* - beton turnat, *15* - fâşie betonată.

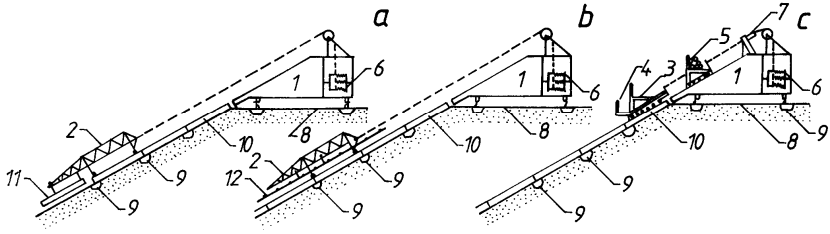


Fig. 5.120. Echipamente pentru betonarea unei măşti din fâşii de beton armat: *a* - cărucior de transport cofraj lateral, *b* - cărucior transport armături; *c* - cărucior cofraj glisant; *1* - cărucior de transport pe coronament, *2* - cărucior de transport armături şi cofraje laterale, *3* - cofraj glisant, *4* - platformă pentru finisarea suprafeţei betonului, *5* - platformă de lucru pentru livrarea betonului proaspăt, *6* - trolii, *7* - cric hidraulic, *8* - coronament, *9* - suport şină, *10* - şine, *11* - montare cofraj lateral, *12* - plasă de armătură.

Programul calendaristic de betonare trebuie sa minimizeze staţionarea cofrajelor, efectele de contracţie a betonului şi alte efecte nefavorabile care apar în condiţiile de vreme caldă.

5.7.6. Evaluarea infiltraţiilor prin măştile din beton armat

Infiltraţiile prin măştile de beton armat ale barajelor din umpluturi pot fi evaluate prin doua procedee de bază [69]. Într-un procedeu se calculează o permeabilitate echivalentă (aparentă) a măştii care să includă în mod global efectul infiltraţiilor prin fisuri. În cel de al doilea, se face o inventariere cât mai completă a fisurilor privind traseul, extinderea şi deschiderea lor, prin care apoi se studiază curgerea după legile hidraulicii. În continuare se descriu după Casinader şi Rome [70] câte un model de calcul din fiecare categorie.

Măştile din beton ale barajelor din piatră sunt supuse unor gradienţi hidraulici mult mai mari decât cei care apar în betonul de la alte tipuri de baraje. Astfel, la barajele de greutate gradientul hidraulic poate fi de ordinul 1,25...1,50 iar în cazul barajelor arcuite subţiri poate ajunge la cel mult 10. În cazul măştilor pentru baraje de piatră cu înălţimi de peste 50 m, gradienţii hidraulici se situează în domeniul 100...200 şi chiar mai mult.

Totuşi şi în aceste condiţii, fiindcă coeficientul de permeabilitate al betonului intact este foarte mic $\left(k \cong 1 \cdot 10^{-11}\ \text{m/s}\right)$, infiltraţiile prin mască ar trebui teoretic să fie mici. În practică infiltraţiile prin betonul măştilor este comparativ mult mai mare datorită rosturilor cu defecţiuni de etanşare sau fisurilor din beton. Chiar la măştile bine proiectate şi executate, au apărut fisuri fine, probabil datorită unor efecte combinate de contracţii de uscare şi de variaţii termice.

Infiltraţiile prin măştile de beton variază cu nivelul în lac şi de obicei infiltraţiile la prima umplere sunt mai mari decât la următoarele. Explicaţiile acestui fenomen sunt în principal următoarele :

– autorepararea fisurilor datorită calciului liber din ciment;
– închiderea fisurilor datorită umflării betonului prin saturare cu apă;
– închiderea fisurilor datorită creşterii compresiunilor în mască;
– autocolmatarea fisurilor şi rosturilor cu defecţiuni datorită particulelor solide fine din apă.

Infiltraţiile prin fundaţie scad de asemenea în timp datorită umplerii rosturilor din rocă cu material fin existent în apa de infiltraţie.

În figura 5.121 se prezintă o secţiune transversală şi o vedere din amonte a unui baraj de piatră cu mască din beton armat, în care sunt definiţi parametrii folosiţi în analiza infiltraţiilor prin mască după procedeul permeabilităţii echivalente. După cum se poate remarca din figură, în cadrul modelului nivelul apei în lac este variabil, iar profilul văii a fost aproximat cu un triunghi. Infiltraţia prin mască se calculează în ipoteza aplicării legii lui Darcy.

Atunci, infiltraţia elementară dQ printr-o fâşie elementară orizontală de arie dA din mască se determină cu relaţia:

$$dQ = K_S \cdot i \cdot dA \quad , \tag{5.81}$$

unde K_S este permeabilitatea echivalentă (aparentă) a betonului din mască şi i gradientul hidraulic al curgerii.

Cu notaţiile din figura 5.121 se poate scrie :

$$dA = l\,ds\,. \tag{5.82}$$

Se face ipoteza că lacul este parţial plin având adâncimea H şi se consideră fâşia elementară la înălţimea h peste cota fundaţiei. În ipoteza unei plăci de grosime constantă d, gradientul hidraulic i are expresia:

$$i = \frac{H - h}{d} \tag{5.83}$$

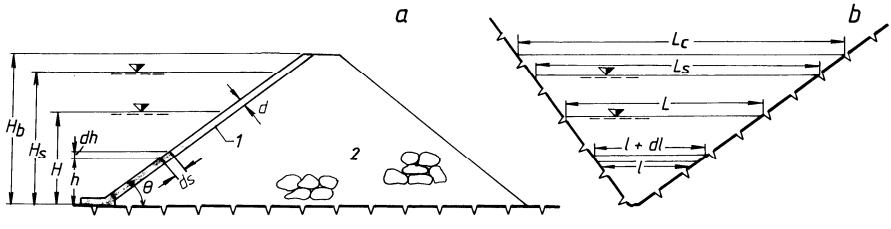


Fig. 5.121. Barajul idealizat considerat în modelul pentru calculul infiltraţiilor prin mască după procedeul permeabilităţii echivalente: *a* - profil transversal, *b* - vedere din amonte; *1* - mască din beton armat, *2* - anrocamente.

şi relaţia (5.81) devine:

$$dQ = K_s \frac{H-h}{d} l\, ds \quad . \tag{5.84}$$

Pentru o mască având înclinarea θ se obţine :

$$ds = \frac{dh}{\sin\theta} \ , \tag{5.85}$$

iar cu notaţiile din figura 5.121 se poate scrie :

$$l = h\frac{L_c}{H_b}. \tag{5.86}$$

Substituind (5.85) şi (5.86) în relaţia (5.84) rezultă:

$$dQ = K_s \frac{H-h}{d}\ h\ \frac{L_c}{H_b}\ \frac{dh}{\sin\theta}. \tag{5.87}$$

Pentru un lac cu adâncimea *H* infiltraţia prin mască se va calcula cu relaţia:

$$Q_H = \frac{K_s L_c}{H_b d \sin\theta} \int_O^H (H-h)\, h dh \tag{5.88}$$

care conduce la:

$$Q_H = \frac{K_s L_c}{6 H_b d \sin\theta} H^3 \tag{5.89}$$

În cazul mai general când grosimea măştii creşte în adâncime, conform relaţiei uzuale:

$$d = m + n\left(H_b - h\right), \tag{5.90}$$

unde *m* este grosimea măştii la coronament ($m = 0{,}20 \ldots 0{,}40$ m) şi *n* rata creşterii grosimii în adâncime ($n = 0{,}002 \ldots 0{,}003$), după substituţii şi prelucrări se obţine relaţia:

$$Q_H = \frac{K_s L_c}{H_b n \sin\theta} \int_O^H \frac{(H h - h^2)}{(H_{ech} - h)} dh \tag{5.91}$$

unde $H_{ech} = \dfrac{m + n H_b}{n}$.

După rezolvarea integralei din (5.91) se obţine relaţia finală:

$$Q_H = \frac{K_s \cdot L_c}{H_b \cdot n \sin\theta}\left[\left(H \cdot H_b - H_b^2\right)\ln\left(\frac{H_b}{H_b - H}\right) + H \cdot H_b - \frac{H^2}{2}\right]. \qquad (5.92)$$

Se poate demonstra că dacă în relaţia (5.89) pentru *d* se consideră grosimea medie a unei măşti de grosime variabilă rezultatele obţinute sunt apropiate de cele care s-ar calcula cu expresia mai complicată (5.92).

În ipoteza lacului plin (v. fig. 5.121) şi substituind $\frac{L_c}{H_b} \cdot H_s = L_s$ relaţia (5.89) devine:

$$Q_{H_s} = K_s \frac{L_s \cdot H_s^2}{6 \cdot d \sin\theta}. \qquad (5.93)$$

În cazul simplificat al unei măşti dreptunghiulare (o fâşie de lăţime *B* decupată din mască) relaţia echivalentă cu (5.93) are aspectul :

$$Q_{H_s} = K_s \frac{B \cdot H_s^2}{2 \cdot d \sin\theta}. \qquad (5.94)$$

Problema cheie pentru aplicabilitatea relaţiilor de calcul de mai înainte constă în evaluarea cât mai corectă a parametrului K_s - permeabilitatea echivalentă a betonului măştii. În acest scop Casinader şi Rome [70] au preluat informaţiile existente de la mai multe baraje aflate în exploatare. O sinteză a acestor date se prezintă în tabelul 5.17, iar o prelucrare a lor care să conducă la recomandarea unor coeficienţi K_s la prima umplere ('*A*') şi în exploatare curentă ('*B*') este ilustrată în figura 5.122. În statistică şi prelucrări nu au fost incluse barajele unde s-au produs infiltraţii excesive datorită unor defecţiuni identificabile care au fost ulterior înlăturate.

Tabelul 5.17

Nr. crt.	Denumire baraj	Înălţime (m)		Lungime (m)		Grosime mască d (m)		Panta param. amonte ctg. θ	Infiltraţii Q_{H_s} (m³/s)	
		La coronament	La nivel lac plin	La coronament	La nivel lac plin	La coronament	La bază		La prima umplere	Curente
1	Cethana	105	97	200	185	0.30	0.50	1.3	0.035	0.007
2	Mackintosh	71	69	465	452	0.25	0.25	1.3	0.018	0.014
3	Murchison	92	84	200	183	0.30	0.30	1.3	0.004	0.004
4	Bastyan	75	70	430	401	0.25	0.25	1.3	0.008	0.007
5	Foz do Areia	160	156	828	807	0.30	0.80	1.4	0.236	0.070
6	Winneke	83	80	650	627	0.30	0.47	1.5...2.0	0.058	0.029
7	Kotmale	93	90	550	532	0.30	0.48	1.4	0.004	–
8	Salvajina	148	140	362	345	0.30	0.72	1.5	0.060	–
9	Boondooma	64	49	264	202	0.30	0.30	1.3	0.012	–

Conform figurii 5.122, panta liniei (‘*A*’) care modelează coeficientul de permeabilitate echivalent (aparent) K_s la prima umplere a lacului este de $2{,}27 \cdot 10^{-8}$ m/s adică de circa 300 ori mai mare decât permeabilitatea betonului intact. Linia (‘*B*’) care modelează infiltraţiile curente, după mai mulţi ani de exploatare a barajelor corespunde unui $K_s = 6{,}8 \cdot 10^{-9}$ m/s, adică de circa 3 ori mai mic decât cel iniţial.

În datele prezentate în tabelul 5.17 şi figura 5.122 infiltraţiile prin fundaţie nu au putut fi complet eliminate din cauza insuficienţei datelor de teren. Împrăştierea mult mai redusă a datelor pentru calculul lui K_s în cazul infiltraţiilor curente pare să indice faptul că infiltraţiile prin fundaţie se atenuează mult mai rapid decât cele prin mască. În partea finală a acestui punct se va prezenta o metodă aproximativă pentru evaluarea infiltraţiilor prin fundaţie.

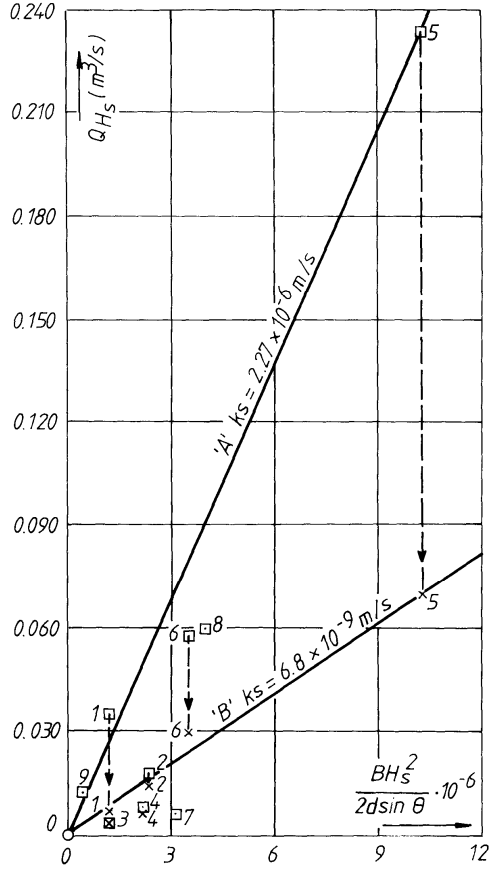


Fig. 5.122. Prelucrarea datelor privind infiltraţiile prin măştile de beton armat ale unor baraje existente în vederea evaluării coeficientului K_S (v. relaţia 5.93): *1* - Cethana, *2* - Mackintosh, *3* - Murchison, *4* - Bastyan, *5* - Foz do Areia, *6* - Winneke, *7* - Kotmale, *8* - Salvajina, *9* - Boondooma, ‘*A*’ infiltraţii la prima umplere, ‘*B*’ infiltraţii curente.

În continuare se va prezenta o metodă bazată pe evaluarea curgerii prin fisuri conform teoriei clasice pentru curgeri laminare între graniţe fixe paralele. În această metodă betonul se consideră impermeabil.

În figura 5.123 sunt ilustrate releveele fisurilor de la barajele Winneke şi Mackintosh, ambele din Australia. Din relevee se constată că există o frecvenţă mai mare a fisurilor la partea inferioară a fâşiilor mai lungi. Fisurile sunt mult mai puţin frecvente sau lipsesc în fâşiile mai scurte sau la partea superioară a fâşiilor mai lungi. Rezultatele pot fi explicate prin forţele mai mari de frecare care se opun contracţiei la fâşiile mai lungi sau prin creşterile de temperatură mai mari la partea de jos, mai groasă a fâşiilor.

Investigaţiile asupra formei fisurilor au condus la următoarele concluzii:

– cele mai multe fisuri se extind pe toată lăţimea fâşiei între rosturile verticale de contracţie;

– fisurile pot să fie continue pe grosimea plăcii, deşi aparent se reduc local lângă armături;

– majoritatea fisurilor au deschideri mai mici de 0,1 mm.

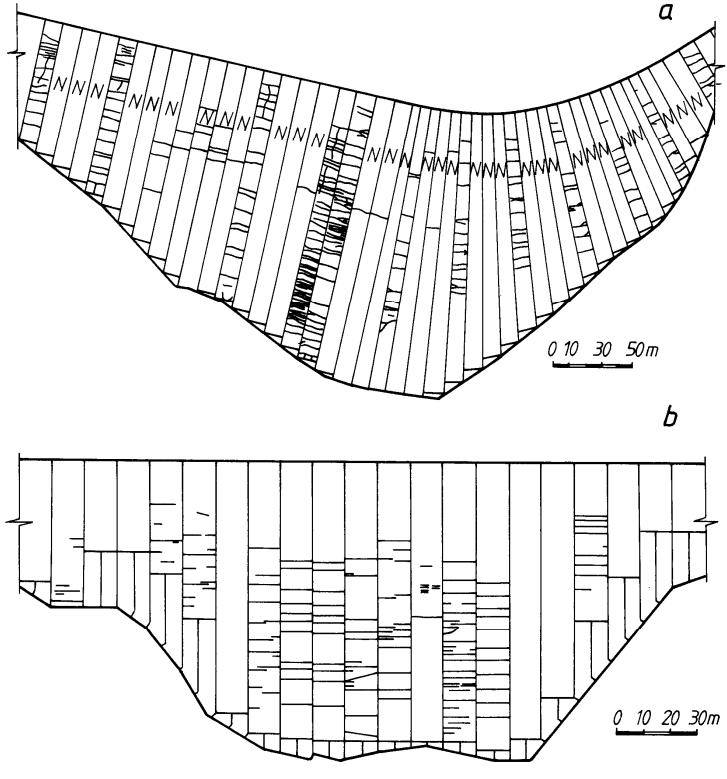


Fig. 5.123. Relevee ale fisurilor la măşti din beton armat*: a* - barajul Winneke, *N* - fâşii la care nu s-au reprezentat fisurile cu deschideri $\leq$ 0,1 mm; *b* - barajul Mackintosh.

Expresia vitezei de curgere laminară între graniţe fixe paralele, v_s, prin fisuri netede au forma:

$$v_s = \frac{g b^2}{12\nu} i , \tag{5.95}$$

unde: g este acceleraţia gravitaţiei, b - deschiderea fisurii, ν - vâscozitatea cinematică a lichidului şi i - gradientul hidraulic.

C. Louis, investigând experimental curgerea prin fisuri a determinat următoarea expresie a vitezei, v_R, pentru curgeri laminare într-o fisură rugoasă:

$$v_R = \frac{g b^2}{12\nu} \frac{1}{1 + 8{,}8 \left(k / D_h \right)^{1{,}5}} \cdot i \tag{5.96}$$

unde pe lângă parametrii deja explicitati în (5.95) mai apar k - rugozitatea absolută a pereţilor fisurii (înălţimea asperităţilor) şi D_h - diametrul hidraulic al fisurii care este egal cu $2b$. Raportul k / D_h este nul pentru o fisură netedă şi ajunge la 0,5 când înălţimea asperităţilor este egală cu deschiderea fisurii.

Definind numărul Reynolds ca:

$$R_c = \frac{D_h \cdot v_R}{\nu} , \tag{5.97}$$

Louis stabileşte că la graniţa între curgerea turbulentă şi laminară, numărul Reynolds variază neliniar cu rugozitatea relativă k / D_h după cum urmează: $R_c = 900$ pentru k / D_h = 0,20, 2300 pentru k / D_h = 0,33 şi 300 pentru $k / D_h = 0{,}50$. Pe această bază se poate afirma că regimul curgerii prin fisurile cu deschideri relativ mici din măşti este probabil laminar cu excepţia situaţiilor cu gradienţi hidraulici foarte mari.

Curgerea specifică q_s printr-o fisură rugoasă (relaţia (5.96)) de lungime egală cu unitatea are expresia:

$$q_s = v_R \cdot b \cdot 1 = \frac{g \cdot b^3}{12\nu} \frac{1}{1 + 8{,}8 \left(k / D_h \right)^{1{,}5}} \cdot i . \tag{5.98,a}$$

Considerând $k = 0{,}5$ şi $\nu = 1 \cdot 10^{-6}$ m^2/s (vâscozitatea cinematică a apei la temperatura de 20°C) rezultă (b în metri):

$$q_s = 2 \cdot 10^{-5} b^3 \cdot i \ \text{m}^3/\text{s} \cdot 1 \text{ ml de fisură.} \tag{5.98,b}$$

Dacă distanţa dintre fisuri este s (în metri) debitul q prin fisurile existente pe 1 m^2 de mască se calculează conform relaţiei :

$$q = 2 \cdot 10^{-5} \frac{b^3}{s} \cdot i \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{lm}^2 \text{ de mască} . \qquad (5.99)$$

În acord cu relatia (5.99) coeficientul de permeabilitate echivalentă (aparentă) K_s definit la metoda descrisă la începutul punctului ar putea fi evaluat cu expresia :

$$K_s = 2 \cdot 10^5 \frac{b^3}{s} \quad \text{(m/s)} \quad (b \text{ şi } s \text{ în m}) . \qquad (5.100)$$

Testarea validităţii expresiilor propuse este însă dificilă din cauza lipsei datelor de teren. La barajul Winneke s-au făcut investigaţii de detaliu la fiecare a 4-a fâşie a măştii de beton. Pe această bază în tabelul 5.18 se prezintă sinteza investigaţiilor pentru barajul principal.

Tabelul 5.18

Domeniul deschiderii fisurilor (*b* - mm)	**Procente din lungimea totală a fisurilor**
0 la 0,1	67
0,1 la 0,2	28
0,2 la 0,3	3
0,3 la 0,4	1
0,4 la 0,5	1
Distanţa medie (*s*) între fisuri 6,40 m	

Ignorând toate fisurile cu deschideri mai mari de 0,3 mm, care au fost etanşate, deschiderea medie a fisurilor rezultă 0,08 mm.

Conform ecuaţiei (5.100) coeficientul de permeabilitate echivalentă $K_s = 1{,}6 \cdot 10^{-8}$ m/s. Aplicând relaţia (5.93) pentru $L_c = 627$ m, $H_s = 80$ m, $d = 0{,}38$ m şi $\sin\theta = 0{,}4961$ se obţine $Q_{H_S} = 0{,}057$ m^3/s. De remarcat că valoarea reală a infiltraţiilor la barajul Winneke la prima umplere a fost de 0,058 m^3/s (v. tab. 5.17).

Pe baza reprezentării grafice a relaţiei (5.98,*b*) din figura 5.124, ilustrând corelaţia dintre q_s , b şi i se pot formula următoarele concluzii:

– curgerea prin fisuri creşte cu puterea a 3-a a deschiderilor (b^3); în consecinţă este important să se limiteze deschiderea fisurilor la valori cât mai mici, ideal sub 0,1 mm deschidere;

– curgerea va fi laminară dacă deschiderile fisurilor sunt limitate la 0,15 mm, iar gradienţii hidraulici (i) nu depăşesc 200;

– fisurile cu deschideri mai mari de 0,20 mm se recomandă să fie etanşate prin măsuri constructive specifice.

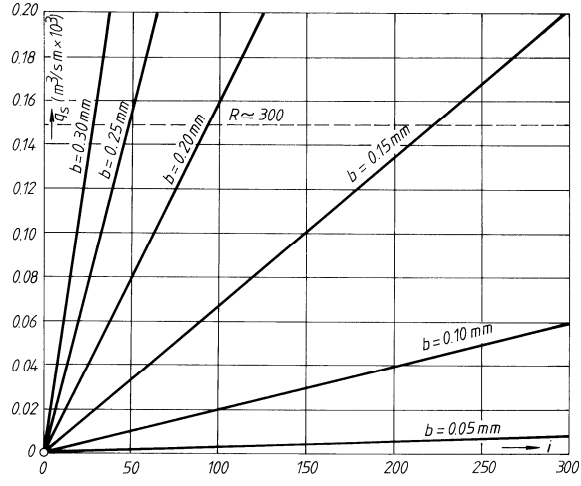


Fig. 5.124. Infiltraţia (q_s) pe o fisură de 1 m lungime pentru diverşi gradienţi hidraulici (*i*) şi deschideri variabile a fisurii (*b*) (reprezentarea grafică a relaţiei (5.98,*b*)).

În continuare se prezintă o metodă aproximativă de evaluare a infiltraţiilor printr-o etanşare de adâncime de la piciorul amonte al barajelor (voal de etanşare sau perete mulat). Metoda este specifică pentru infiltraţiile produse sub plinta barajelor cu măşti de beton dar ea se poate aplica şi pentru alte tipuri de baraje. Parametrii folosiţi în model sunt ilustraţi în figura 5.125.

Se consideră o fâşie elementară orizontală în lungul plintei la înălţimea *h* peste cota piciorului amonte al barajului din secţiunea de înălţime maximă. Aria elementară (dA) a fundaţiei prin care se produce infiltraţia dQ este dată de relaţia (fig. 5.125,*b*):

$$dA = t \cdot dl \tag{5.101}$$

Notând permeabilitatea fundatiei după injecţii cu K_f , conform legii lui Darcy se obţine :

$$dQ = K_f \cdot i \cdot dA \ . \tag{5.102}$$

Substituind gradientul hidraulic *i* şi dA în (5.102) rezultă:

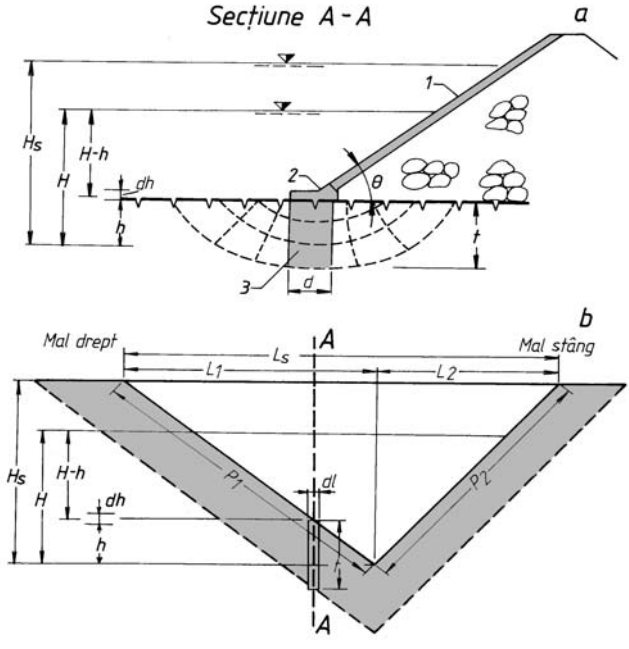


Fig. 5.125. Schemă cu explicitarea parametrilor folosiţi în modelul pentru calculul infiltraţiilor printr-o etanşare de adâncime: *a* - secţiune transversală curentă (A-A), *b* - secţiune longitudinală prin etanşarea de adâncime; *1* - mască din beton armat, *2* - plintă, *3* - voal de etanşare.

$$dQ = K_f \cdot t \cdot dl \ \frac{H-h}{d}. \tag{5.103}$$

Pentru secţiunea barajului de la malul drept se poate scrie următoarea relaţie privind raportul $\frac{dl}{dh}$ (v. fig. 5.125):

$$\frac{dl \cos \varphi_1}{dh} = \frac{L_1}{H_s}, \tag{5.104}$$

unde φ_1 este unghiul în plan orizontal dintre direcţia plintei de la malul drept şi axa coronamentului.

Înlocuind (5.104) în (5.103) se obţine :

$$dQ = \frac{K_f \cdot t L_1}{d H_s \cos \varphi_1} \int_0^H (H-h)\ dh, \tag{5.105}$$

care prin integrare devine:

$$Q_1 = \frac{1}{2}\,\frac{K_f \cdot t}{d\cos\varphi_1}\,\frac{L_1}{H_s}\,H^2, \qquad (5.106)$$

unde Q_1 este debitul total infiltrat prin etanşarea de adâncime de la malul drept. Debitul total infiltrat prin malul stâng (Q_2) se calculează după o expresie similară:

$$Q_2 = \frac{1}{2}\,\frac{K_f \cdot t}{d\cos\varphi_2}\,\frac{L_2}{H_s}\,H^2, \qquad (5.107)$$

unde φ_2 este unghiul în plan orizontal dintre direcţia plintei de la malul stâng şi axa coronamentului.

Debitul total infiltrat prin etanşarea de adâncime a barajului pentru un nivel curent (H) în lacul de acumulare se obţine prin cumularea expresiilor (5.106) şi (5.107):

$$Q = Q_1 + Q_2 = \frac{1}{2}\,\frac{K_f\,t}{d}\left(\frac{L_1}{\cos\varphi_1} + \frac{L_2}{\cos\varphi_2}\right)\frac{H^2}{H_s}. \qquad (5.108,a)$$

În cazul lacului plin şi considerând barajul simetric faţă de secţiunea mediană ($\cos\varphi_1 = \cos\varphi_2 = \cos\varphi$) expresia (5.108,*a*) se simplifică la forma:

$$Q = \frac{1}{2}\,\frac{K_f\,t}{d}\,\frac{L_s}{\cos\varphi}H_s = C \cdot L_s \cdot H_s, \qquad (5.108,b)$$

unde $C = \frac{1}{2}\,\frac{K_f\,t}{d}\,\frac{1}{\cos\varphi}$ este un parametru specific fiecărui baraj.

Comparând relaţia (5.108,*b*) cu (5.93) se poate constata că în timp ce infiltraţiile prin fundaţie cresc liniar cu adâncimea apei în lac, infiltraţiile prin mască cresc proporţional cu patratul adâncimii apei în lac.

5.7.7. Incidente apărute în exploatarea unor baraje cu măşti din beton armat

În raportul ICOLD din 1979 asupra descrierii şi interpretării avariilor de la baraje sunt inventariate 1105 cazuri de avarii din care 96 s-au produs la baraje de piatră cu etanşări nepământoase. Aproape jumatate dintre aceste avarii (44%) s-au produs la lucrările auxiliare asociate barajelor (descărcători de ape mari, goliri de fund etc.) [71].

Excluzând cazurile de avarii de la lucrările auxiliare, în raport se fac referiri la 17 cazuri de avarii la baraje de piatră cu măşti din beton. De remarcat că

14 din cele 17 cazuri au fost provocate de comportarea nesatisfăcătoare a măştilor din beton. Celelalte trei cazuri s-au datorat unor fenomene de eroziune internă sau percolaţie prin fundaţia sau malurile lacului.

Incidentele produse la măştile de beton au avut următoarele cauze:

– tasări excesive ale umpluturilor de piatră (10 cazuri); trebuie totuşi remarcat că nouă din cele zece umpluturi au fost executate prin aruncare (blocuri descărcate), fără compactare, iar cea mai mare parte dintre măşti nu au fost flexibile;

– defecţiuni la o mască amonte de impermeabilizare din oţel datorită variaţiilor de temperatură (1 caz);

– tasări excesive ale terenului de fundare aluvionar, care au produs fracturări ale plăcilor de beton (1 caz);

– deficienţe la măşti de impermeabilizare din asfalt la baraje de piatră cu deformabilitate scăzută, compactate cu rulouri vibratorii (2 cazuri).

Defecţiunile de la măşti (crăpături, fisuri, întreruperi în etanşările din rosturi) generează infiltraţii excesive din lac care se pot observa fie în galeria de la piciorul amonte al barajului (dacă există), fie la piciorul aval al barajului. Totuşi asemenea infiltraţii nu sunt periculoase pentru siguranţa barajului, deoarece în corpul barajului de piatră nu există pământuri care să poată fi erodate de curentul de infiltraţie. Reducerea infiltraţiilor este numai o problemă economică de limitare a pagubelor produse prin pierderea apei acumulate în lac. Concluzia de mai înainte este valabilă numai pentru barajele de piatră cu măşti de beton fundate pe terenuri stâncoase neerodabile. În amplasamente cu roci conţinând falii umplute cu argilă sau alte materiale fine necimentate sau zone cu roci slabe puternic alterate, unele eroziuni limitate în fundaţie sunt totdeuna posibile.

În continuare se vor face comentarii la câteva incidente selectate ca fiind mai reprezentative.

Barajul New Exchequer ($H=150$, California) a fost deja prezentat (fig. 5.93), iar incidentele apărute după intrarea lui în exploatare în 1966 au fost de asemenea descrise pe scurt. Deplasările excesive ale umpluturii din corpul barajului, vibrocompactate numai în zona prismului amonte, au generat translaţii şi deformaţii ale dalelor măştii cu avarierea severă a sistemului de etanşare a rosturilor. În zonele centrale unde rosturile s-au închis şi rotit excesiv s-a produs dizlocarea betonului de la muchiile dalelor adiacente. În zonele situate de-a lungul rostului perimetral unde rosturile s-au deschis, rotit şi translatat excesiv s-a produs ruperea tolei de etanşare din curgere. Deschiderea rosturilor în aceste zone a ajuns la 14 cm iar decalajul între plăcile adiacente până la 23 cm. Avarierea etanşării din zona rostului perimetral a fost cauza principală a infiltraţiilor masive din lac care la vârf în 28 iunie 1967 cu lacul aproape plin au ajuns la 14 m^3/s.

Operaţii intense imediate de etanşări sub apă cu material pământos conţinând 25% pietriş şi 1...1,5% bentonită au redus infiltraţiile la 0,23 m^3/s după ce un volum de circa 11.500 m^3 de asemenea material a fost plasat în zonele

amonte din mască. Lucrări de reparaţii s-au desfăşurat ulterior practic în fiecare an. Totuşi în 1983 infiltraţiile au crescut din nou până la circa 4 m^3/s.

Deşi infiltraţiile nu afectau siguranţa barajului, în vederea reducerii pierderilor de energie electrică hidraulică (din cauza volumelor de apă din lac neuzinate, pierdute prin infiltraţii) şi a costurilor de întreţinere-reparaţii a barajului, în anul 1985 s-a luat decizia golirii lacului şi începerea unui program major de reparaţii la mască. Ele au fost deja prezentate la punctul 5.7.1.

În figura 5.126 se prezintă o reparaţie tipică a unui rost deschis. Etanşarea constă din trei bariere succesive (de la amonte spre aval): o tolă de 2,5 mm de oţel galvanizat, foaie de cauciuc nitril armat de 11 mm grosime şi un dop de mastic de 25 cm grosime şi 31cm lăţime cunoscut ca membrană Deery. Etanşarea a fost ancorată cu buloane în dalele adiacente după ce marginile ei au fost întărite cu platbandă de oţel sau profile . Repararea şi tratarea rostului sub etanşarea descrisă mai înainte a fost în funcţie de gradul lui de deteriorare. De asemenea, toate golurile detectate sub rosturile plăcilor au fost umplute prin injecţii cu amestec nisip-ciment Portland-apă.

Lucrările de reparaţii au fost eficiente. În anul următor (1986) după reumplerea lacului când cota lui se găsea cu numai 34 m sub cota nivelului normal de retenţie infiltraţiile totale au fost de numai 0,11 m^3/s.

Barajul Rouchain ($H = 60$ m, Franţa) a fost construit între anii 1974-1976 [72]. Roca de fundaţie este alcătuită din granit. Malul drept cu o pantă mai dulce este acoperit cu material alterat având grosimi de câţiva metri (fig. 5.127).

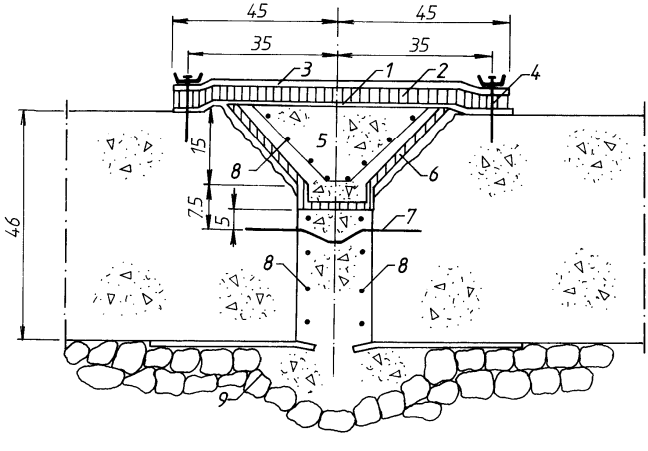


Fig. 5.126. Reparaţie tipică a unui rost deschis de la barajul New Exchequer: *1* - platbandă de oţel, *2* - bandă de cauciuc armat, *3* - profil [sau platbandă de oţel, *4* - buloane de prindere, *5* - beton de umplutură, *6* - dop de mastic bituminos, (membrană Deery), *7* - tolă de cupru, *8* - bare de armături, *9* - mortar injectat pentru umplerea golurilor.

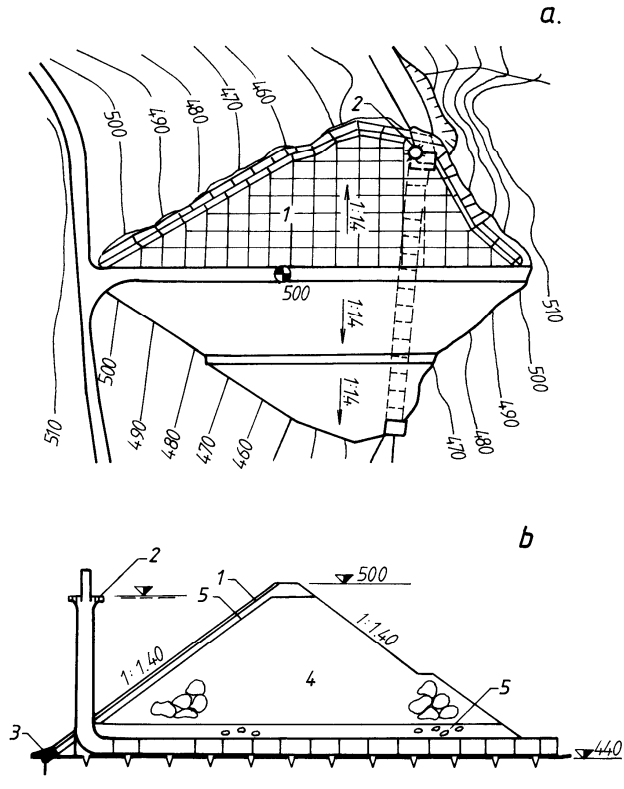


Fig. 5.127. Barajul Rouchain (Franţa): *a* - plan de situaţie, *b* - profil transversal; *1* - mască din dale de beton armat, *2* - descărcător pâlnie cu 5 m diametru, *3* - plintă, *4* - anrocamente tip I cu 1000 mm dimensiunea maximă, *5* - anrocamente tip II cu 250 mm dimensiunea maximă.

Masca de beton armat având grosimea variind de la 35 cm la coronament la 60 cm la bază este prevăzută cu rosturi verticale la distanţe de 13 m şi rosturi orizontale la distanţe de 10 m. Etanşarea rosturilor s-a făcut cu benzi de etanşare având 25 cm lăţime. Masca este intersectată spre malul stâng de un descărcător pâlnie care se continuă cu o casetă, cu capacitate de descărcare de 165 m^3/s.

După începerea umplerii lacului în 1976 s-au constatat infiltraţii mari în aval de baraj care au crescut constant ajungând la circa 200 ℓ/s (fig. 5.128). Lacul a fost golit şi cu ocazia inspecţiei măştii de beton s-au constatat crăpături mari la dalele adiacente descărcătorului pâlnie. Aceste dale au fost înlocuite cu un număr sporit de dale noi care prin rosturile suplimentare să asigure o flexibilitate sporită. După reumplerea lacului infiltraţiile au fost mai reduse decât la umplerea precedentă, dar încă destul de mari astfel încât lacul a fost exploatat la o cotă maximă situată cu 15 m sub nivelul normal de retenţie.

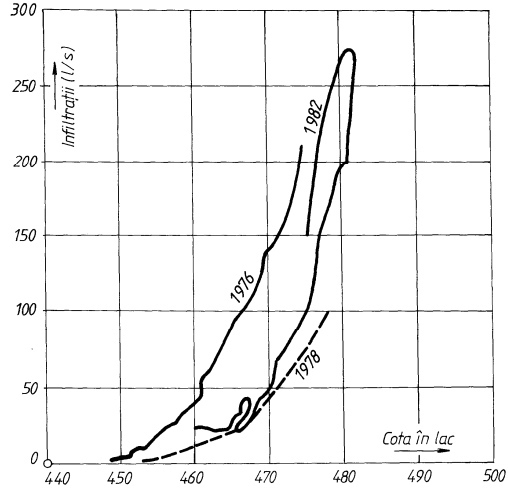


Fig. 5.128. Evoluţia infiltraţiilor în funcţie de nivelul apei în lacul barajului Rouchain.

În 1980, celebra firmă Coyne şi Bellier a fost angajată să analizeze cauzele infiltraţiilor şi să propună măsuri de remediere. Investigaţiile au semnalat importante defecţiuni la masca de etanşare: betonul era fisurat în multe locuri şi dizlocat în zona rosturilor, iar etanşarea era deteriorată. Cel mai critic punct a fost legătura între mască şi descărcătorul pâlnie, unde dalele au alunecat mai jos de turn cu circa 10 cm după a doua umplere, avariind probabil banda de etanşare din cauciuc.

Lucrările de remediere au fost următoarele :

– plasarea unei geomembrane de etanşare întinsă pe întreaga suprafaţă a măştii din beton armat;

– realizarea unui sistem de etanşare la baza măştii şi în special în jurul intersecţiei cu descărcătorul pâlnie;

– reinjectarea contactului dintre peretele de etanşare şi roca de fundaţie care să conducă şi la creşterea calităţii betonului din peretele de etanşare.

În figura 5.129 sunt prezentate detalii privind sistemul de reparare a rosturilor inclusiv cel realizat în jurul descărcătorului pâlnie.

Întinderea geomembranei peste mască a fost precedată de următoarele lucrări pregătitoare:

– injectarea peretelui de etanşare de adâncime şi a contactului lui cu roca de fundaţie în vederea reducerii permeabilităţii;

– refacerea etanşărilor rosturilor măştii;

– stabilizarea umpluturii în jurul descărcătorului pâlnie prin injecţii cu bentonită îmbogăţită cu ciment; zona de injecţii în vederea prevenirii împrăştierii materialului injectat a fost înconjurată cu o perdea de etanşare realizată prin injecţii cu un amestec similar rigidizat cu silicat.

După efectuarea lucrărilor de remediere, lacul a fost exploatat normal iar infiltraţiile s-au stabilizat la 13 ℓ/s când lacul a avut cota nivelului normal de retenţie.

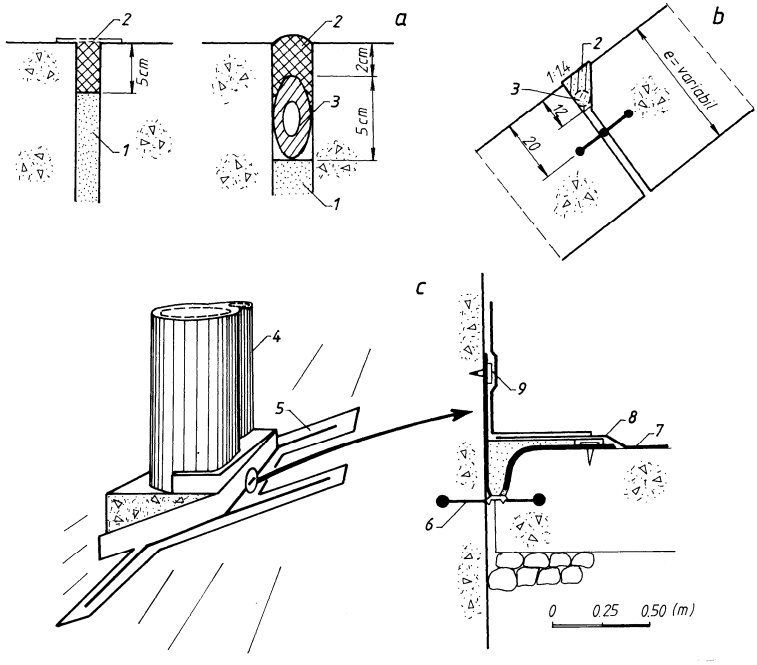


Fig. 5.129. Detalii asupra sistemelor de reparare a rosturilor de la barajul Rouchain: *a* - rosturi verticale, *b* - rosturi orizontale, *c* - rost în jurul descărcătorului pâlnie; *1* - material de umplutură compresibil existent, *2* - chit elasto-plastic sau polisulfură, *3* - umplutură, *4* - descărcător pâlnie, *5* - rost pâlnie-mască, *6* - etanşare existentă, *7* - geomembrană Rodiflex cu fibre de sticlă, *8* - geomembrană Rodimperm, *9* - ancoră.

Barajul Oaşa ($H = 93$ m) (fig. 5.130) a intrat parţial în exploatare în anul 1979, adâncimea acumulării situându-se la maximum 30 m. În anul 1984 nivelul retenţiei s-a mai ridicat cu 30 m, realizându-se circa 70% din adâncimea retenţiei maxime. Concomitent cu atingerea noului nivel de retenţie, infiltraţiile măsurate la piciorul aval al barajului au crescut rapid ajungând la circa 160 ℓ/minut.

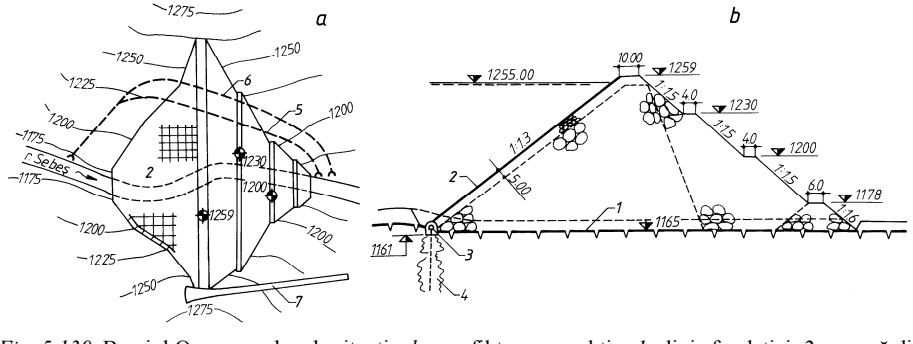


Fig. 5.130. Barajul Oaşa: *a* - plan de situaţie, *b* - profil transversal tip: *1* - linia fundaţiei, *2* - mască din beton armat, *3* - vatră cu galerie, *4* - voal de etanşare, *5* - golire de fund, *6* - tunel de acces la casa vanelor, *7* - descărcător de ape mari.

După golirea lacului, inspectarea măştii a pus în evidenţă următoarele deranjamente [73], [74] (fig. 5.131):

– tasări neuniforme ale dalelor perimetrale care au ajuns până la 10 cm la rostul dală-vatră;

– tasări neuniforme ale unor dale curente în zona centrală a barajului între cotele 20...30 m măsurate de la baza barajului; decalajele între dalele vecine au ajuns până la 4 cm şi au fost asociate cu rotiri relative;

– ruperea unor benzi PVC tip M35 de etanşare în zona unor rosturi perimetrale;

– dizlocarea unor colţuri ale unor dale perimetrale din cauza translatării şi rotirii lor.

În raport cu defecţiunile constatate, debitele infiltrate au fost totuşi reduse fiindcă sistemul de etanşare a rosturilor de la extradosul dalelor, cu benzi de cauciuc lipite cu chit tiocolic a contribuit substanţial la diminuarea lor.

Între cauzele principale care au generat incidentul se citează:

– caracteristicile mecanice scăzute şi neuniforme ale umpluturilor din zona vecină vetrei şi de contact cu versanţii, datorită neutilizării unor utilaje de compactare performante (maiuri mecanice grele) şi a unor evoluţii neuniforme a depunerilor ca urmare a rămânerilor în urmă a execuţiei vetrei;

– caracteristicile fizice nefavorabile ale anrocamentelor (gneise micacee, şisturi sericitoase şi cloritoase) prezentând rate ridicate de deformaţii la creşteri de efort şi mai ales un coeficient de înmuiere foarte ridicat (cca. 1,50);

– calitatea slabă a benzilor de etanşare M35 utilizate (modul de elasticitate mai mic cu 30...35% decât cel prevăzut, abateri de până la 35% faţa de grosimea teoretică, incluziuni de aer în materialul plastic constituient) care a condus la dificultăţi în înădirea lor.

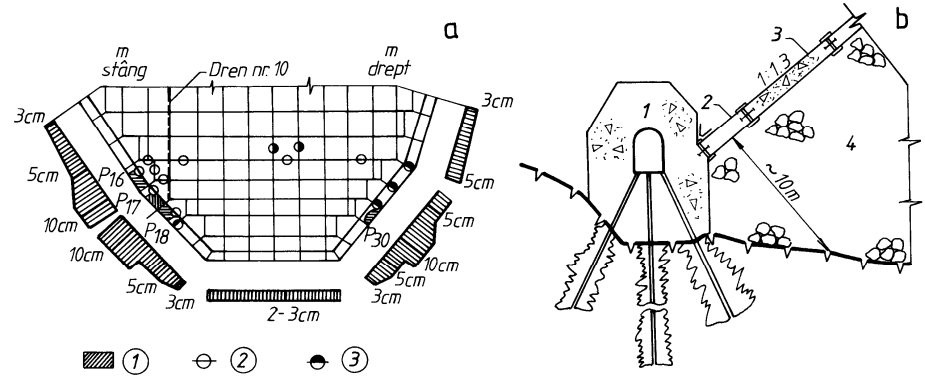


Fig. 5.131. Barajul Oaşa - prezentarea zonelor în care au apărut deranjamente: *a* - vedere în planul măştii a părţii ei inferioare: *1* - tasări neuniforme ale dalelor perimetrale la rostul cu vatra, *2* - zone de beton dizlocat, *3* - rosturi cu rotiri relative importante între dale, *4* - rosturi cu deplasări diferenţiate normale pe planul plăcii ale dalelor; *b* - secţiune tipică în zonele unde s-au produs dizlocări ale betonului din dale; *1* - vatră, *2* - dală perimetrală, *3* - dală curentă, *4* - anrocamente.

Măsurile de remediere au constat în efectuarea unor injecţii de umplere cu amestec de nisip + apă sub dalele perimetrale, în vederea reducerii compresibilităţii zonale a umpluturilor. Muchiile dizlocate ale dalelor au fost îndepărtate şi rebetonate iar defecţiunile de etanşare de la rosturi au fost remediate.

5.8. Baraje de piatră cu măşti sau diafragme din beton bituminos

5.8.1. Descriere constructivă generală

Soluţiile de etanşare cu betoane bituminoase au apărut în practica internaţională din anul 1935 pentru baraje de piatră cu măşti şi după 1950 pentru baraje de piatră cu diafragme. Performanţele tehnice curente ale barajelor de piatră cu etanşări din betoane bituminoase se situează în domeniul barajelor de înălţime medie de circa 100 m. Progresele înregistrate în domeniul tehnologiei betoanelor bituminoase, experienţa pozitivă obţinută de la barajele aflate de mai mulţi ani în exploatare au permis extinderea limitei de înălţime la care se aplică aceste tipuri de baraje până la 140 m (tab. 5.3).

Măştile de beton bituminos sunt elemente de etanşare relativ subţiri expuse unor gradienţi hidraulici mari. Ele sunt vulnerabile la efectul tasărilor corpului barajului, în particular al tasărilor diferenţiale din zona lor de contact cu vatra. Avarii potenţiale pot fi cauzate de îngheţ, de impactul cu blocuri de gheaţă sau de rocă diz–locată din versanţi, sau prin efectul razelor ultraviolete. Măştile se repară însă uşor, prin decuparea şi înlocuirea zonelor defecte, dar lacul este necesar să fie golit [75].

Umpluturile din anrocamente s-au dovedit un excelent suport pentru măştile de beton bituminos. Acest tip de baraj este în mod curent considerat ca alternativă la alte tipuri. În raport cu o mască din beton de ciment armat, una din beton bituminos poate fi preferată datorită flexibilităţii ei mai mari. Această calitate se impune mai ales pentru materialele de umplutură sau terenurile de fundare compresibile. Tehnologiile actuale şi reţetele noi de betoane bituminoase nu mai impun panta relativ dulce de 1:1,7 a paramentului amonte tipică barajelor cu măşti de beton bituminos realizate în trecut. În prezent măştile de beton bituminos pot fi puse în operă pe pante la fel de înclinate ca în cazul măştilor din beton de ciment [76].

Diafragmele din beton bituminos, fiind plasate în corpul de piatră al barajului sunt mai puţin expuse avariilor. Ritmul lor de construcţie este însă condiţionat de ritmul înălţării barajului iar defecţiunile ulterioare sunt mai greu de remediat nefiind posibil un acces direct pentru reparaţii. Dacă la baza diafragmei se prevede o galerie pentru supravegherea infiltraţiilor, ea poate fi de asemenea folosită pentru efectuarea unor reparaţii zonale. Succesul unei soluţii de baraj de piatră cu diafragmă de beton bituminos este condiţionat în general de următoarele condiţii: asigurarea pentru diafragmă a unui suport lateral corespunzător prin prisme de umplutură cu deformaţii cât mai mici în timpul construcţiei şi la prima

umplere, realizarea unor reţete de betoane bituminoase care să răspundă exigenţelor de impermeabilitate şi rezistenţă, utilizarea unor tehnologii performante care să asigure calitatea diafragmei [75].

În paragraful 5.1 s-au prezentat date privind alcătuirea constructivă a barajelor Colibiţa (România, $H = 90$ m) cu mască din beton bituminos şi Telmanskaia (Rusia, $H = 140$ m) cu diafragmă din beton bituminos. Alte câteva exemple de baraje reprezentative de aceste tipuri se vor prezenta în continuare.

Barajul Valea de Peşti (România, $H = 56$ m) (fig. 5.132) intrat în exploatare în 1972 este etanşat cu mască de beton bituminos constituit din două straturi de 5 cm grosime fiecare. Stratul inferior are funcţie portantă iar cel superior funcţie de etanşare. Masca este acoperită cu un strat de mastic bituminos care-i măreşte gradul de impermeabilitate, datorită colmatării porilor şi a rosturilor de lucru. Suportul măştii este alcătuit din două strate de binder de 2,0 şi 4,5 cm grosime. Această soluţie comparativ cu un strat suport din beton poros de ciment, oferă o elasticitate mai mare a întregului sistem. Paramentul amonte al barajului are panta de 1:1,70, rezultată din restricţiile tehnologiei de execuţie a măştii. Paramentul aval are panta de 1:1,30 şi este fragmentat de trei berme.

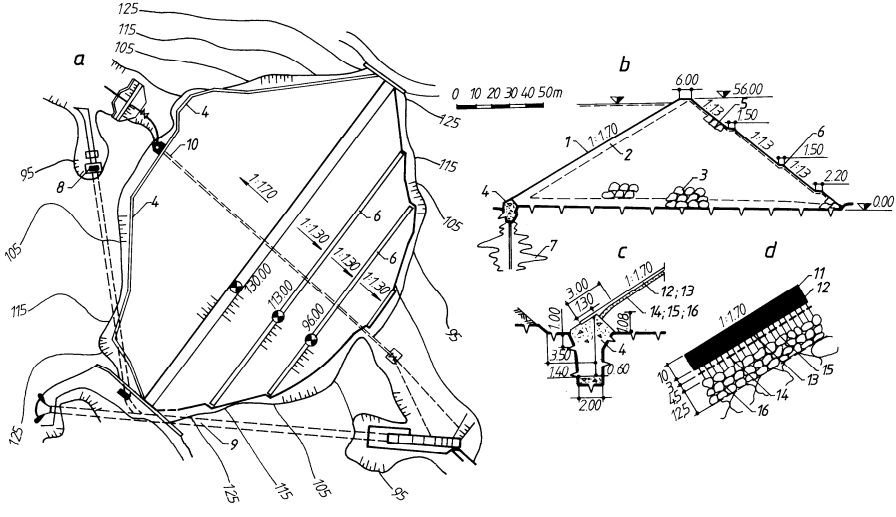


Fig. 5.132. Barajul Valea de Peşti: *a* - vedere în plan, *b* - profil tip, *c* - detaliu vatră amonte, *d* - detaliu mască de etanşare; *1* - mască de beton bituminos, *2* - anrocamente strat suport, *3* - anrocamente, *4* - vatră, *5* - piatră aşezată, *6* - bermă, *7* - voal de etanşare, *8* - priza golire de fund, *9* - descărcător de ape mari, galerie cu admisie frontală, *10* - conductă de aducţiune, *11* - mastic bituminos, *12* - beton bituminos 2 straturi x 5 cm, *13* - binder 65 kg/m^2, *14* - binder 100 kg/m^2, *15* - tratare cu bitum, *16* - piatră spartă cilindrată.

Barajul este fundat pe şisturi cuarţitice, sericitoase şi grafitoase. În zona şisturilor grafitoase, degradabile în contact cu aerul şi apa, fundaţia s-a placat cu dale de beton de 50...80 cm grosime. Drenarea apelor de infiltraţie se realizează cu trei drenuri colectoare situate în talveg şi pe versantul drept în zonele de terase. Corpul de umplutură al barajului este constituit din piatră de calcar având

dimensiunea maximă de 1,00 m. Stratul suport de piatră al măştii a fost executat în straturi orizontale după tehnologia obişnuită. Planeitatea suprafeţei stratului suport s-a asigurat printr-o compactare suplimentară pe taluz.

După trei ani de la intrarea în exploatare, în masca barajului Valea de Peşti s-au constatat unele uşoare degradări ca: existenţa unor zone permeabile în stratul superior de etanşare datorate probabil unor defecţiuni de execuţie, fisuri în stratul superior de etanşare dispuse în special de-a lungul rosturilor tehnologice, bombări (mameloane) locale asociate cu fisuri radiale. Reparaţiile, având caracterul unor lucrări de întreţinere, s-au efectuat în circa 40 ore cu o echipă formată din 8 muncitori [17]. În 1982 au apărut mai multe crăpături şi fisuri orientate perimetral în zona malului drept cu deschideri până la 10 mm şi lungimi până la 5...6 m, care se pare că au fost provocate prin exploziile puternice dintr-o carieră de piatră situată la circa 1800 m de baraj [78].

Barajul Sabigawa ($H = 90{,}50$ m, Japonia) (fig. 5.133) [79] deţine în prezent recordul de înălţime la categoria barajelor de piatră cu măşti din beton bituminos. Realizat într-o vale relativ îngustă (raport lungime coronament/înălţime baraj egal cu 2,88) având o rocă de bună calitate în fundaţie (tufuri neocene, porfirite şi calcare), barajul reflectă preferinţele constructorilor japonezi pentru o asemenea soluţie datorita lipsei în apropierea amplasamentului de materiale pământoase pentru etanşare.

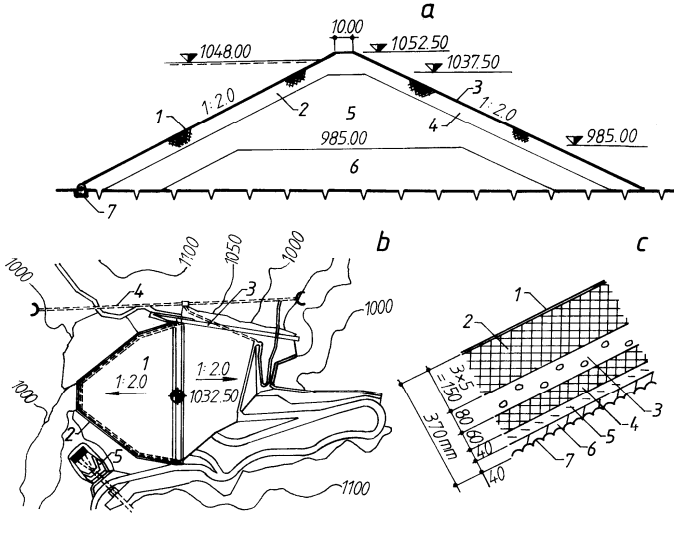


Fig. 5.133. Barajul Sabigawa (Japonia): *a* – secţiune tip; *1* – mască de beton bituminos, *2* – zonă de tranziţie, *3* – riprap, *4* – anrocamente zonă R3, *5* – anrocamente zona R2, *6* – anrocamente zona R1, *7* – vatră amonte; *b* – vedere în plan; *1* – mască, *2* – vatră, *3* – descărcător de ape mari, *4* – goliri de fund, *5* – priza de apă uzină hidroelectrică; *c* – detaliu mască de beton bituminos, *1* – strat de protecţie, *2* – stratul impermeabil superior, *3* – strat intermediar drenant, *4* – strat impermeabil inferior, *5* – strat de egalizare, *6* – strat de macadam, *7* – suprafaţă de tranziţie.

Profilul transversal al barajului are ambele pante amonte şi aval cu înclinări de 1:2, după cum au rezultat din calculele de stabilitate. Amplasamentul este situat într-o zonă de seismicitate ridicată, cutremure cu magnitudini de 7,3...7,4 s-au produs în trecut la distanţe epicentrale de numai 31 km de amplasament.

Acceleraţia maximă considerată în calculele seismice de verificare a profilului barajului a fost de 0,266 g.

Anrocamentele din corpul barajului au fost dispuse în trei zone (fig. 5.133,*a*): zona R1 alcătuită din tufurile excavate dintr-o proeminenţă a versantului stâng în zona măştii; zona R2 alcătuită din porfiritele exploatate dintr-o carieră situată la circa 400 m amonte de baraj; zona R3 compusă din porfirite tari selectate din cele exploatate la carieră. Stratul suport al măştii are o grosime de 1,30 m, măsuraţi perpendicular pe taluz şi este alcătuit de asemenea din porfirite.

Masca este alcătuită din două straturi etanşe de beton bituminos cu grosimi de $3 \cdot 50$ mm şi respectiv 60 mm (fig. 5.133,*c*). Între ele se află un strat permeabil de 80 mm grosime (beton asfaltic poros) care permite drenarea şi controlul apelor infiltrate. Stratul suport din piatră este nivelat cu două straturi de macadam (beton asfaltic cu agregate grosiere) având fiecare grosimea de 40 mm. Faţa amonte a măştii este vopsită cu un strat impermeabil de mastic bituminos de 2 mm grosime.

Legătura măştii cu fundaţia se face prin vatră în care este înglobată galeria de vizitare şi drenaj. Galeria serveşte de asemenea pentru executarea injecţiilor de consolidare şi a celor pentru voalul de etanşare.

Barajul Finstertal ($H = 150$ m, Austria) (fig. 5.134) [80] cu diafragmă de beton bituminos, situat la o altitudine de peste 2300 m în condiţii climatice severe a fost construit în perioada 1977-1980.

Proiectul barajului în general şi a elementului de etanşare în mod special au fost stabilite luând în consideraţie particularităţile topografice ale amplasamentului, disponibilităţile de materiale de construcţie, transmiterea favorabilă a încărcărilor.

Diafragma este înclinată pe întreaga ei înălţime. Înclinarea diafragmei ajunge la partea ei superioară normală pe vectorul deplasărilor. Soluţia conduce la creşterea volumului prismului aval uscat şi la realizarea unui prism de apă stabilizator pe faţa amonte a diafragmei prin orientarea descendentă a rezultantei presiunilor hidrostatice. Astfel a fost posibilă o creştere a înclinării taluzului aval al barajului la 1:1,3, realizând reduceri ale volumului de umpluturi din corpul barajului. De asemenea, interacţiunea diafragmei înclinate cu prismele amonte şi aval induce eforturi suplimentare de compresiune comparativ cu o diafragmă poziţionată vertical şi limitează deformaţiile ei de încovoiere.

Realizarea unei etanşări corespunzătoare a racordului dintre diafragmă şi soclul din beton de ciment de la bază este una din problemele cheie ale acestui tip de baraj. Detalii asupra modului cum s-a realizat acest racord la barajul Finstertal sunt prezentate în figura 5.135. În zona de racord diafragma se lăţeşte la 1,40 m sub formă de plintă. În planşeul galeriei de vizitare şi injecţii s-a realizat o depresiune curbă pe care s-a aplicat un strat de mastic bituminos de 2...3 cm grosime înainte de turnarea plintei.

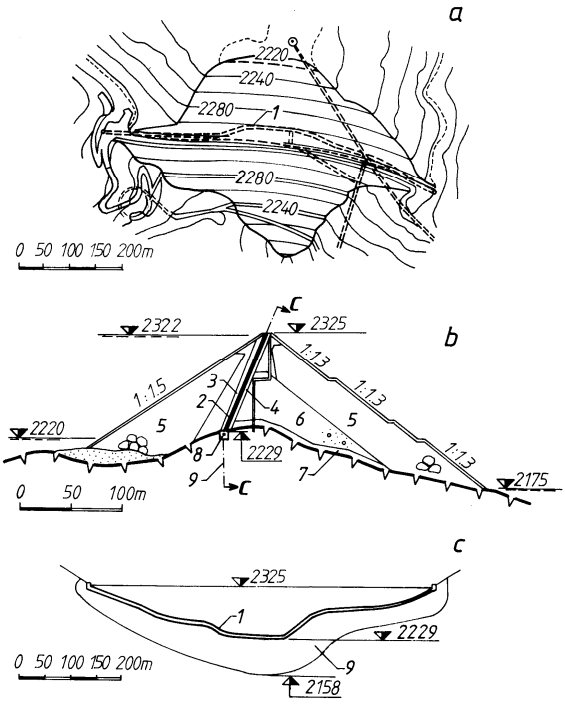


Fig. 5.134. Barajul Finstertal (Austria): *a* - plan de situaţie, *b* - secţiune transversală principală, *c* - secţiune longitudinală; *1* - galerie de vizitare şi injecţii, *2* - diafragmă din beton bituminos, *3* - zonă amonte de tranziţie, *4* - zonă aval de tranziţie, *5* - anrocamente cu dimensiuni maxime 0,70...1,00 m, *6* - aluviuni cu dimensiune maximă 0,70 m, *7* – zonă de drenaj, material de carieră cu dimensiunea maximă 0,70 m, *8* - soclu, *9* - voal de etanşare.

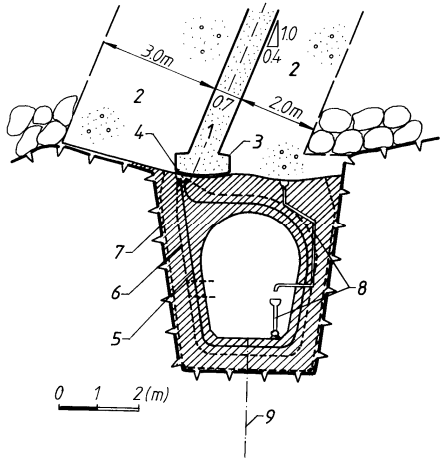


Fig. 5.135. Racordul diafragmei de beton bituminos cu soclul din beton de ciment: *1* - diafragmă, *2* - zona de tranziţie, *3* - mastic bituminos, *4* - gol umplutură cu mastic de etanşare, *5* - bandă de etanşare din material plastic, *6* - ţevi din material plastic de etanşare prin gonflare sau injectare, *7* - tubaţii pentru injecţii, *8* - sistem de drenaj, *9* - voal de etanşare.

Rosturile dintre tronsoanele soclului, situate la distanţe de 10 m sunt dublu etanşate: o bandă de etanşare din material plastic rezistent la căldură şi compatibil cu bitumul şi un tub din material plastic care etanşează prin gonflare şi injectare.

Zonele de rosturi din exteriorul etanşarii cu bandă de material plastic au fost injectate folosind o reţea specială de tuburi înglobate.

O zonă impermeabilă de cel puţin 3 m grosime din material de morenă sortat ($d_{\max} < 100$ mm) este plasată la faţa amonte a diafragmei. Ea are scopul să reducă debitele de infiltraţii în cazul unor pierderi de apă prin diafragmă şi prin materialul fin să colmateze eventual drumurile de curgere. Zona de tranziţie din aval de diafragmă de cel puţin 2 m lăţime este realizată din granodiorite concasate cu $d_{\max} < 100$ mm şi cu conţinut de fin limitat. Ea are rolul de drenaj controlat al apei infiltrate, prin compartimentarea zonei în 29 de sectoare.

Barajul Storvatn ($H = 90$ m, Norvegia) (fig. 5.136) [81] cu diafragmă de beton bituminos a intrat în exploatare în 1986. Amplasamentul este situat pe un platou muntos unde singurul material local de construcţie la preţuri normale a fost piatra de carieră, constând în principal din gneise granitice de calitate foarte bună. Soluţiile constructive studiate comparativ au fost de baraje de piatră cu următoarele sisteme de etanşare: mască din beton de ciment sau beton bituminos, nucleu central din beton bituminos sau rocă concasată fin. Soluţia finală a fost decisă pe baza următoarelor criterii: preţul de cost, valoarea apei stocate în timpul construcţiei barajului, sensibilitatea la condiţiile climatice severe din timpul constructiei, datele privind compactarea barajelor construite anterior în zonă.

Soluţia cu nucleu central a fost preferată celei cu mască deoarece permitea stocarea timpurie a unor volume de apă în lac concomitent cu înălţarea barajului. Deşi prin concasarea fină a rocii exploatate în carieră se obţinea un material suficient de impermeabil echivalent celui de morenă, cantitatea neobişnuit de mare de material de concasaj necesară ($0{,}75 \cdot 10^6$ m^3) a condus la eliminarea soluţiei de baraj de piatră cu nucleu din material de concasaj.

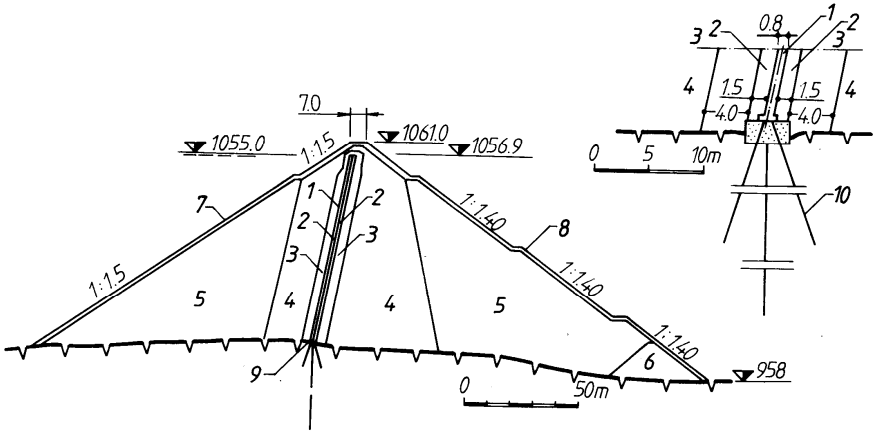


Fig. 5.136. Barajul Storvatn (Norvegia): *a* - secţiune transversală, *b* - detaliu de racord vatră-diafragmă; *1* - diafragmă de beton bituminos, *2* - material concasat 0....60 mm, *3* - material concasat 0...200 mm, *4* - anrocamente 0...400 mm, *5* - anrocamente 0...800 mm, *6* - blocuri de rocă selectate, *7* - rip-rap amonte, *8* - rip-rap aval, *9* - vatră din beton de ciment, *10* - perdea de etanşare.

Soluţia de etanşare cu diafragmă de beton bituminos, aleasă în final, prezenta şi avantajul unei sensibilităţi mai reduse la condiţiile de vreme rea pe durata construcţiei. Diafragma este înclinată spre aval, cu panta de 1:0,2 din considerentele care au fost prezentate mai înainte la barajul Finstertal. Grosimea diafragmei variază în trepte de 0,10 m, de la 0,80 m la bază la 0,50 m la coronament, astfel încât grosimea ei să fie de minimum 1% din adâncimea apei în metri la cota respectivă. Diafragma este rezemată la bază pe un soclu de beton armat şi ancorat în roca de bază. De remarcat că prin renunţarea la amplasarea unei galerii de vizitare în soclul de beton, s-au realizat economii de peste 10% la costul total al barajului [81].

5.8.2. Măşti din beton bituminos

În figura 5.137 sunt ilustrate mai multe variante de alcătuire constructivă a măştilor de beton bituminos. În general etanşeitatea măştilor este asigurată de 1...3 straturi de beton bituminos cu grosimi între 3...15 cm în funcţie de adâncimea apei în lac, calitatea betonului bituminos şi alcătuirea straturilor suport. Protecţia antişoc şi antisolară a straturilor de etanşare cu dale de beton armat nu se mai aplică în general la barajele de construcţie mai recentă; protecţia simplă cu un strat de mastic bituminos s-a dovedit corespunzătoare şi este preferată în prezent. Straturile suport pot fi alcătuite din beton poros, zidării de piatră sau binder şi anrocamente compactate; soluţia cea mai utilizată în prezent constă din alcătuirea stratului suport din anrocamente cu dimensiuni maxime de 0,3...0,5 m puse în operă mecanizat.

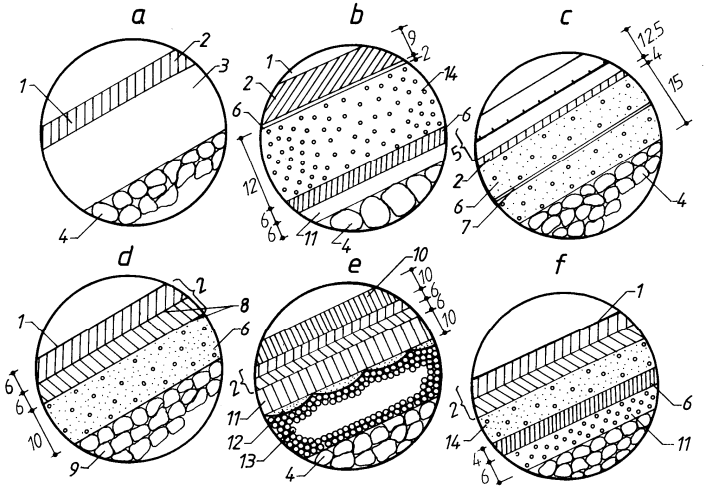


Fig. 5.137. Detalii de alcătuire constructivă a măştilor din beton bituminos: *a* - Hieflan, *b* - Genkel, *c* - Ghrib, *d* - Alesani, *e* - Salagou, *f* - Henne, Bigge, Nagold; *1* - mastic bituminos, *2* - beton bituminos de etanşare, *3* - strat permeabil suport, *4* - anrocamente compactate, *5* - beton armat, *6* - beton poros drenant, *7* - dren ϕ 4 cm la 3 m distanţă, *8* - straturi de lipire cu bitum, *9* - piatră impregnată cu bitum, *10* - strat antişoc şi antisolar, *11* - binder, *12* - arocamente pentru nivelare taluz, *13* - anrocamente 80...250 mm, *14* - dren de pietriş grosier legat cu bitum.

Drenarea apelor infiltrate prin straturile de etanşare se face prin straturi speciale de beton poros, pietriş în care uneori se înglobează tuburi de drenaj, care conduc apele infiltrate la galeria de la piciorul taluzului amonte. O soluţie eficientă este cu drenare controlată. În acest sistem masca este alcătuită din două straturi de etanşare separate printr-un strat permeabil. Apa infiltrată prin primul strat de etanşare curge pe faţa amonte a celui de al doilea. Între cele două straturi de etanşare se pun benzi verticale impermeabile care fragmentează zonele de infiltraţie şi permit astfel localizarea lor.

Factorii principali care condiţionează calitatea şi siguranţa măştilor de beton bituminos sunt următorii:

– stabilitatea la alunecare a stratului de etanşare şi modul de realizare a legăturii măştii cu corpul barajului;

– modul de realizare a racordului măştii cu vatra amonte;

– calităţile de impermeabilitate;

– comportarea în timp (îmbătrânirea bitumului, efectul factorilor climatici externi, costul lucrărilor de întreţinere şi reparaţii).

Fiecare din factorii enunţaţi mai înainte sunt comentaţi în continuare.

În mod obişnuit condiţia de stabilitate la alunecare a corpului barajului se aplică pentru determinarea pantelor taluzelor. Prezenţa etanşării pe paramentul amonte influenţează favorabil stabilitatea prismului amonte al barajului prin orientarea avantajoasă a forţei din presiunea hidrostatică asupra construcţiei şi păstrarea relativ uscată a prismului amonte.

Stabilitatea măştii de beton bituminos depinde de panta taluzului, coe–ziunea betonului bituminos, aderenţa între straturile care alcătuiesc masca. Betonul bituminos are calităţi termoplastice remarcabile care se amplifică cu creşterea temperaturii şi scăderea vitezei de deformaţie. În condiţii normale masca poate urmări continuu deformaţii ale stratului suport până la săgeţi de 1/10, fără a-şi pierde calitatea de etanşare.

Pantele cele mai obişnuite pe care s-au executat măşti de beton bituminos la barajele de piatră sunt de 1:1,7...1:1,8. La aceste pante masca are o comportare bună în exploatare iar execuţia se realizează în condiţii normale. În cazul unor pante mai abrupte lucrul pe taluz devine dificil fiind necesare măsuri de siguranţă (podeţe de odihnă şi de lucru, centuri de siguranţă) care reduc ritmul de lucru şi măresc preţul de cost. Din punct de vedere a curgerii bitumului pe taluz, practica demonstrează că în cazul betoanelor bituminoase executate corect nu există un asemenea pericol, chiar în cazul unor taluze mai abrupte (~ 1:1).

Straturile de legătură cu corpul barajului pot avea funcţii diverse: tranziţie granulometrică, profilare taluz, dren, filtru, suport etanş.

În cazul barajelor din piatră, permeabilitatea ridicată a corpului barajului reduce funcţiile straturilor de legătură la cele de tranziţie granulometrică şi de suport strat etanş. Ele se execută de obicei prin trei operaţii succesive (fig. 5.138) [10]:

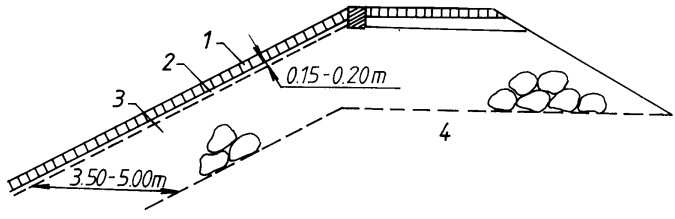


Fig. 5.138. Straturi de legătură mască de beton bituminos-corp baraj: *1* - mască, *2* - strat de tranziţie cu granula maximă 10...100 mm; *3* - strat suport cu granula maximă 80...300 mm; *4* - anrocamente cu dimensiunea maximă 1.00...1,50 m.

– executarea unui strat de anrocamente de dimensiuni mai reduse (80...300 mm), de 3,5...5,0 m lăţime, compactat orizontal;

– profilarea pantei taluzului prin compactaj în lungul pantei şi aşternerea unui strat de pietriş natural sau concasat (5...80 sau 10...100 mm) în grosime de 15...20 cm, compactat pe taluz;

– stabilizarea suprafeţei prin pulverizarea unei emulsii de bitum (1,5... 3,0 kg/ m^2).

Racordul măştii cu vatra amonte pune problema dificilă a legării unui material elasto-plastic (betonul bituminos) de un material elastic rigid (betonul de ciment) în condiţiile păstrării etanşeităţii. Racordul poate fi realizat în diverse variante constructive (fig. 5.139).

Masca de beton bituminos, sub acţiunea de durată a încărcării hidrostatice are deformaţii mari comparativ cu vatra care este încastrată în masivul stâncos. Presiunea apei trebuie să fie orientată astfel încât să apese structura bituminoasă pe suprafaţa rigidă de beton, pe o suprafaţă cât mai mare. În zona de racord, în vederea creşterii rezistenţei la fisurare a structurii bituminoase, ea se recomandă să fie mai groasă şi mai bogată în bitum decât cele din secţiunea curentă.

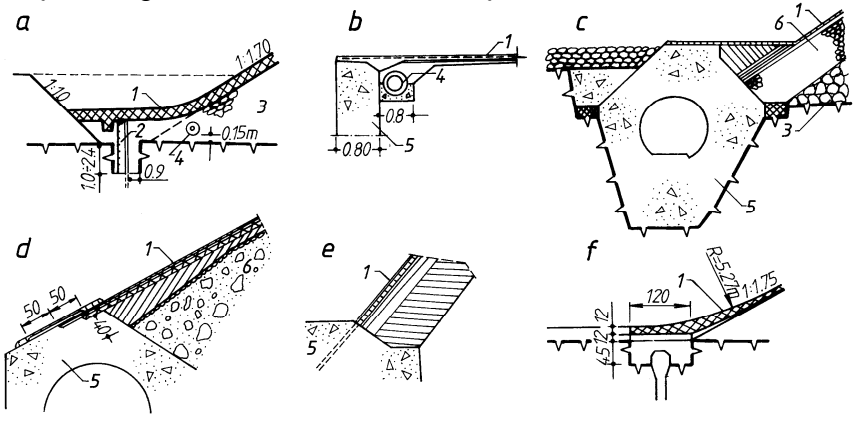


Fig. 5.139. Realizarea racordului între masca de beton bituminos şi vatra amonte: *a* - Montgomery, *b* - Ogliastro, *c* - Salagou, *d* - Cecile D'Andorge, *e* - Radoina, *f* - Lech; *1* - masca de beton bituminos, *2* - etanşare plastică, *3* - umplutură compactată, *4* - tub de drenaj, *5* - vatră, *6* - straturi de tranziţie.

Pe toată suprafaţa zonei de racord, după curăţirea betonului este recomandabil să se aplice un liant bituminos. Există tendinţa de a aplica un strat de bitum cald. Experienţa demonstrează însă că cele mai bune legături cu suprafeţele de beton se obţin folosind lianţi reci cum sunt emulsiile de bitum sau vopsele bituminoase fluide cu solvent volatil. În continuare se poate aplica un material de acoperire gros, de exemplu bitum pur.

Etanşări de rost utilizate la alte tipuri de construcţii ca: tole metalice, foi de material plastic sau elastomeri de sinteză nu au condus la rezultate pozitive. Sub acţiunea solicitărilor mecanice sau termice ele se desprind din masa de beton bituminos.

La partea superioară masca trebuie să se racordeze la o bordură sau la suportul bordurii căii de trecere peste coronamentul barajului (fig. 5.140). În special la măştile prevăzute cu mai multe straturi de etanşare trebuie luate măsuri pentru împiedicarea infiltrării între straturi a apei de ploaie sau de suprafaţă; aceste infiltraţii produc în timp umflări şi degradări ale stratului superior.

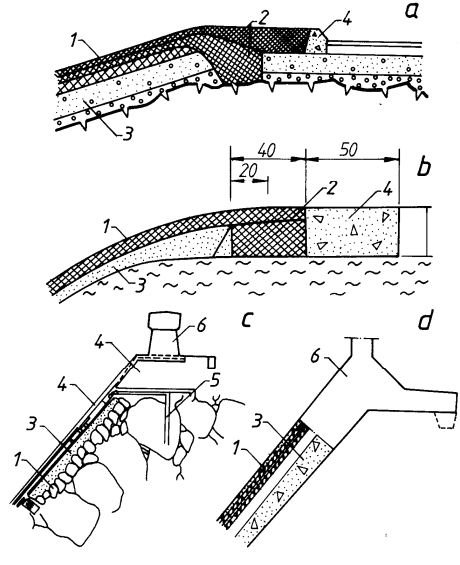


Fig. 5.140. Realizarea părţii superioare a măştilor de beton bituminos: *a* - Vallon Dol, *b* - Latechau, *c* - Ghrib, d - Radoina; *1* - mască, *2* - beton bituminos, *3* - straturi suport sau de tranziţie, *4* - beton de ciment, *5* - ancoră, *6* - parapet.

Impermeabilizarea măştii se asigură prin realizarea unor betoane bitu–minoase cu volum redus de goluri ($\leq 4\%$). Grosimile straturilor de etanşare se aleg din condiţia de realizare a unor straturi flexibile, capabile să urmărească deformaţiile suportului fără a-şi pierde calităţile de etanşare. Grosimile mari favorizează curgerea bitumului pe taluz. În aceste condiţii etanşeitatea la gradienţii de presiune mari se asigură prin realizarea unor betoane bituminoase practic impermeabile (coeficienţi de permeabilitate $K = 10^{-9} ... 10^{-12}$ m/s).

În legătură cu numărul straturilor de etanşare, soluţia cu două straturi turnate în benzi pe linia de cea mai mare pantă a taluzului şi cu rosturi decalate

între benzile celor două straturi, este cea mai frecventă. Soluţia cu un singur strat este aplicabilă atunci când masca se toarnă pe direcţia longitudinală a barajului şi într-o singură etapă (pentru evitarea rosturilor). Ea se aplică la etanşarea taluzelor de canale sau a barajelor de mică înălţime.

Uzual, masca este alcătuită din trei straturi de învelişuri bituminoase puse în operă succesiv: un strat de bază din pietriş în amestec sărac cu bitum sau binder de 10 cm grosime, un strat de beton bituminos etanş de 5...6 cm grosime, al doilea strat de beton bituminos etanş de asemenea de 5...6 cm grosime.

Din punct de vedere a acţiunii factorilor externi, experienţa acumulată conduce la concluzia că măştile de etanşare din beton bituminos se pot aplica cu succes atât în regiuni calde (tropicale, subtropicale) cât şi reci.

În regiunile calde trebuie considerate o serie de măsuri ca: folosirea sorturilor de bitum mai tari B45-B65; controlul sever pentru a nu se depăşi temperatura maximă de 180-185°C la pregătirea mixturii şi în timpul operaţiilor de turnare, având în vedere că în aceste zone nu se înregistrează pierderi semnificative de temperatură a materialului de amestec la transport sau punere în operă; aplicarea unor tehnologii specifice zonelor calde (vălţuirea treptată a mixturii la intervale până la 3 ore de la depunere; turnarea stratului de mastic bituminos fără adausuri de nisip, succesiv din mai multe straturi de grosimi cât mai reduse (1...2 mm) şi în perioade fără soare intens (un mastic întins prea gros curge pe taluz în decursul timpului).

Execuţia etanşărilor cu betoane bituminoase în zonele reci este mai puţin influenţată de mediul ambiant decât execuţia betoanelor de ciment. Lucrul se poate desfăşura până la temperaturi de -10°C, cu luarea unor măsuri de limitare a pierderilor de căldură din mixtură la transport şi turnare. De asemenea, în zonele reci apar dificultăţi la lipirea straturilor; în aceste zone se recomandă turnarea măştii dintr-un singur strat de grosime mai mare.

Cele mai mari dificultăţi la turnare sunt produse de ploi şi umidităţi excesive. Apa se condensează pe suprafeţele de lucru provocând întreruperea lucrării. Apa închisă la turnare între straturi, poate provoca prin condensare ulterioară, dificultăţi în exploatare şi deteriorări ale măştii.

În legătură cu îmbătrânirea straturilor din beton bituminos, studii pe probe prelevate din măşti aflate în exploatare de 20 de ani au arătat că conglomeratul de beton bituminos nu a suferit modificări. În straturile neprotejate cu mastic s-a constatat că apa a pătruns în porii betonului bituminos şi prin îngheţări repetate a produs fisurarea şi deteriorarea stratului. Straturile protectoare de mastic cu bitum suflat se oxidează în timp devenind rigide.

Protecţia termică şi mecanică a măştilor se realizează prin straturi speciale de acoperire a straturilor de etanşare din beton bituminos sau printr-un tratament corespunzător a suprafeţei betonului bituminos. Prin protecţia termică se previne curgerea şi îmbătrânirea betonului bituminos. Atunci când protecţia mecanica nu asigură şi protecţia termică, pentru cea din urmă se poate aplica procedeul vopsirii măştii în culori luminoase (ciment, aluminiu) (fig. 5.141).

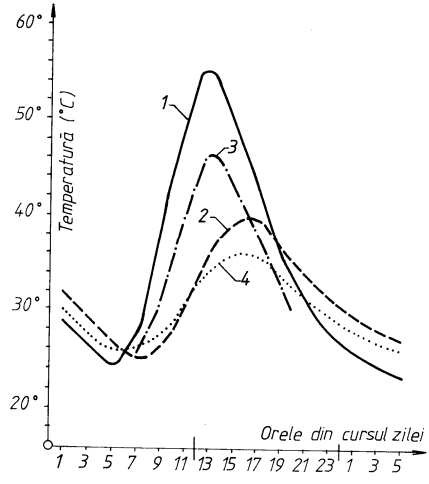


Fig. 5.141. Eficienţa protecţiei termice a măştilor de beton bituminos: *1* - primul strat etanş neprotejat, *2* - primul strat etanş protejat cu binder, *3* - primul strat etanş protejat cu vopsea, *4* - primul strat etanş protejat cu binder + vopsea.

Protecţiile mecanice cele mai folosite - care simultan au şi rolul de protecţii termice - sunt constituite dintr-un strat de beton bituminos poros sau de mastic bituminos. Aceste protecţii sunt preferabile celor pe bază de lianţi hidraulici (beton poros, dale de beton armat), a căror comportare în timp a fost în general nesatisfăcătoare.

Stratul de protecţie din beton bituminos poros are o grosime de 10 cm şi un procentaj de goluri de 4...8%. Stratul de mastic bituminos, deşi mai puţin eficace, realizează o suprafaţă exterioară netedă care reduce posibilitatea formării podurilor de gheaţă şi a vegetaţiei. O soluţie modernă de protecţie a straturilor etanşe constă prin pulverizarea pe paramentul amonte a unei emulsii de bitum sau prin aplicarea de bitum pur. Tehnologia de execuţie a unei măşti din beton bituminos poate fi schematizată în următoarele etape principale:

- pregătirea materialelor şi prepararea amestecului;
- transportul mixturii bituminoase la locul de punere în operă;
- punerea în operă a mixturii bituminoase.

Primele doua etape tehnologice sunt practic identice pentru toate lucrările din betoane bituminoase. Diferenţierea apare la punerea în operă care în cazul măştilor necesită echipamente speciale.

O staţie de preparare a mixturii bituminoase cuprinde în principal: depozitele de materiale (pietriş, nisip, filer, asbest, bitum), instalaţiile de dozare şi transport a materialelor, instalaţia de preparare a mixturii, uscătoare filer, topitoare bitum.

Transportul mixturii bituminoase preparate, la locul de punere în operă, pe coronamentul barajului se poate face în bene termoizolante sau în autobasculante. Înscrierea în limitele de temperatură caracteristice procesului tehnologic este esenţială. Astfel temperatura amestecului la preparare trebuie să se încadreze în limitele 160°C...190°C (peste 190°C bitumul arde). Temperatura amestecului în momentul aşezării pe taluz trebuie să fie în limitele 130°C...160°C, iar în momentul compactării 100...130°C.

Instalaţia de punere în operă este alcătuită în principiu dintr-un troliu care se deplasează pe coronamentul barajului şi care poartă o platformă sau un vagonet care transportă pe taluz amestecul fierbinte. Un distribuitor se deplasează pe parament independent de vagonetul de transport. Un finisor şi cilindrii vibratori asigură punerea în operă a mixturii bituminoase. În figura 5.142 se prezintă schema unei instalaţii folosită de firma Strabag (Germania) pentru punerea în operă a măştilor de beton bituminos.

Execuţia măştii se face după terminarea lucrărilor de umpluturi la baraj şi de beton la vatră. Pregătirea taluzului se face prin aşternarea în vederea nivelării a unui strat de piatră sparta de 20 cm grosime, care se compactează cu cilindrul vibrator. După compactare este necesar ca denivelările paramentului să nu depăşească $\pm$ 5 cm cotele de proiect.

Straturile componente ale măştii se toarnă în benzi succesive pe linia de cea mai mare pantă şi în ordine de jos în sus, fiecare strat executându-se complet pe întreaga suprafaţă a paramentului amonte. Ritmurile de execuţie sunt foarte ridicate. În condiţii normale se pot executa zilnic 1000...1500 m^2 de suprafaţă strat de etanşare din beton bituminos.

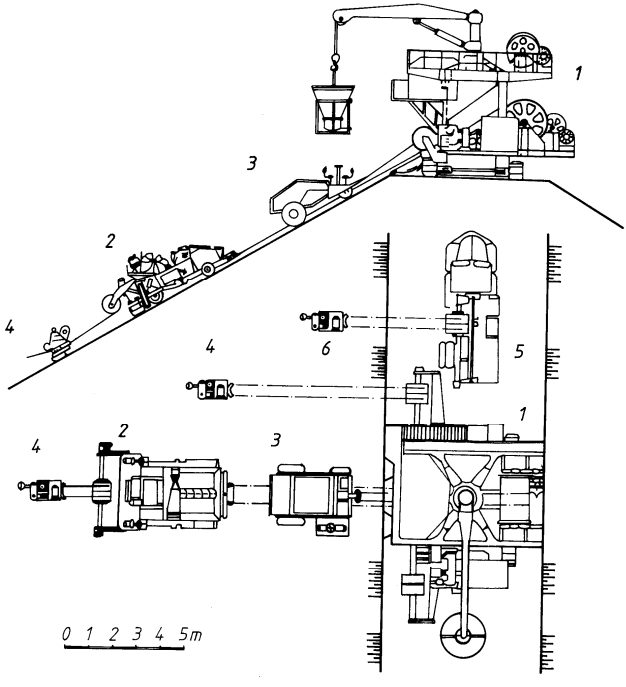


Fig. 5.142. Schema echipamentelor pentru execuţia măştilor de beton bituminos; *1* - macara portal, *2* - finisor, *3* - vehicol pentru transportul mixturii pe taluz, *4* - rulou vibrator, *5* - autocamion cu macara auxiliară, *6* - rulou pentru compactarea finală.

5.8.3. Diafragme din beton bituminos

Etanşarea barajelor de piatră cu diafragme din beton bituminos reprezintă soluţii alternative mai ales în amplasamentele în care lipsesc materialele argiloase de etanşare a corpului barajului. În comparaţie cu măştile, diafragmele au avantajul că fiind executate concomitent cu umpluturile din corpul barajului permit o punere timpurie sub sarcină parţială a barajului.

În figurile 5.134 şi 5.136 s-au prezentat două exemple de alcătuire constructivă a diafragmelor. Un alt exemplu se prezintă în figura 5.143. Diafragmele sunt în mod obişnuit poziţionate vertical în dreptul marginii amonte a coronamentului. Această soluţie conduce la o suprafaţă minimă a lucrării de etanşare, dar comparativ cu o diafragmă înclinată nu beneficiază de avantajele punerii la uscat a unei zone mai mari din corpul barajului şi de efectul favorabil stabilizator al componentei verticale din forţa hidrostatică pe diafragmă. Diafragma se împănează în zona de umplutură adiacentă pentru o bună conlucrare. Ea este încadrată în zone de tranziţie din piatră cu dimensiuni maxime până la 170 mm. Drenarea controlată la fel ca în cazul măştilor de beton bituminos se aplică şi în cazul diafragmelor (fig. 5.144).

O soluţie interesantă constă din combinarea de mască cu diafragmă de beton bituminos (fig. 5.145). Diafragma în acest caz realizează etanşarea batardoului amonte care face corp comun cu barajul sau etanşarea de adâncime la barajele fundate pe terenuri aluvionare permeabile.

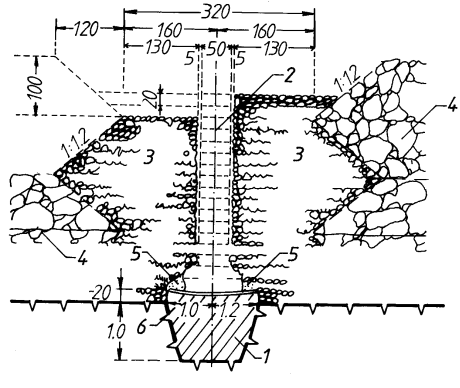


Fig. 5.143. Detaliu de realizare a unei diafragme din beton bituminos: *1* - soclu de beton, *2* - diafragmă împănată cu anrocamente, *3* - anrocamente de tranziţie cu dimensiunea maximă de 170 mm, *4* - anrocamente cu dimensiunea maximă de 700 mm, *5* - strat filtrant 0...8 mm, *6* - mastic bituminos 2 cm grosime.

Fig. 5.144. Diafragmă cu drenare controlată: *1* - coronament, *2* - diafragmă, *3* - strat de drenaj, *4* - scur–

geri controlate, *5* - scurgeri intermediare controlate.

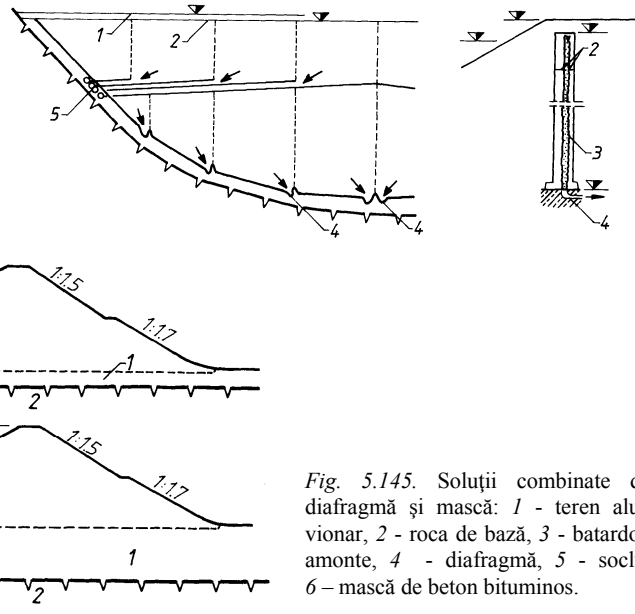


Fig. 5.145. Soluţii combinate de diafragmă şi mască: *1* - teren aluvionar, *2* - roca de bază, *3* - batardou amonte, *4* - diafragmă, *5* - soclu, *6* – mască de beton bituminos.

Diafragmele, aşa cum s-a menţionat mai înainte se poziţionează de obicei vertical. Totuşi, această soluţie este discutabilă în cazul barajelor înalte ($H = 80...100$ m). După umplerea lacului, datorită faptului că prismul amonte este saturat cu apă, el are pe înalţime tasări mai mari comparativ cu prismul aval [82]. Ca urmare a acestui fenomen se produce o pendulare către amonte a părţii superioare a etanşării centrale asociată apariţiei unei stări de eforturi mari în zonă care pot depăşi capacitatea de rezistenţă a materialului. Fenomenul poate avea o durată de câţiva ani. În continuare, în timp, sub efectul împingerii hidrostatice se înregistrează o pendulare generală a diafragmei către aval.

Reducerea dezechilibrului între presiunile de pe feţele amonte şi aval a diafragmei, cauzate de tasările diferenţiate ale prismelor de umpluturi amonte şi aval se poate face prin înclinarea către aval a diafragmei, unghiul de înclinare faţă de orizontală variind între 75°....55°. Alegerea înclinării diafragmei este influenţată de o serie de factori ca: înălţimea barajului, geometria văii, a prismelor de umplutură şi a diafragmei, caracteristicile materialelor din prisme (unghi de frecare interioară, grad de compactare etc.).

Consideraţiile de mai înainte pot fi susţinute şi din interpretarea datelor prezentate în figura 5.146 [80]. În timpul construcţiei barajului o uşoară lăţire a diafragmei a fost înregistrată. Atunci când nivelul în lac a atins cotele punctelor unde se efectuau măsurători (D_1, D_2, D_3) s-au produs uşoare reduceri a grosimii diafragmei. În continuare simultan cu creşterea nivelului în lac s-au înregistrat pronunţate deplasări orizontale spre aval ale diafragmei asociate cu lăţiri semnificative ale ei, care au continuat până la atingerea nivelului maxim în lac. În timpul ciclurilor ulterioare de exploatare a lacului, lăţirile diafragmei practic s-au

stabilizat, iar deplasările ei orizontale au urmărit cu o mică întârziere (defazaj) variaţiile nivelului în lac.

În privinţa calităţilor de etanşeitate, diafragmele de beton bituminos sunt practic impermeabile. Coeficientul de permeabilitate la un beton bituminos bine executat, în mod acoperitor poate fi considerat $1 \cdot 10^{-9}$ m/s. Infiltraţiile măsurate printr-o diafragmă de 9000 m^2 solicitată de un gradient hidraulic mediu ($i = 20$) au fost de numai 2 ℓ/s.

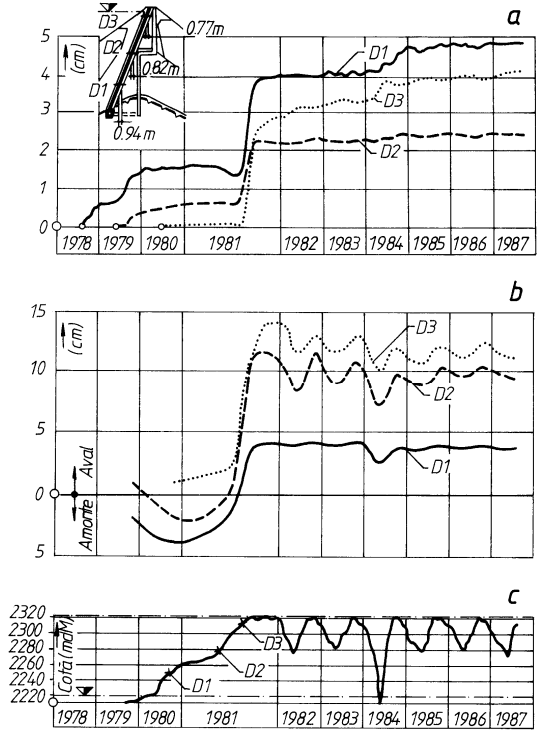


Fig. 5.146. Măsurători asupra lăţirii şi deplasării diafragmei barajului Finstertal [80]: *a* - lăţiri orizontale amonte-aval, *b* - deplasări orizontale ale feţei aval, *c* - variaţia nivelului în lac (D_1, D_2, D_3 - cotele pe înălţimea diafragmei la care s-au efectuat măsurători instrumentale).

Încercări pe probe de beton bituminos cu diametrul de 30 cm şi înălţimea de 80 cm efectuate de firma Strabag cu ocazia studiilor pentru proiectul barajului Finstertal, au arătat etanşeitatea absolută a probelor, la presiunea de 15 atmosfere. Porozitatea iniţială a betonului bituminos de 2% a scăzut la 1% sub acţiunea de durată a presiunii.

Diafragmele de beton bituminos sunt încadrate de straturi de tranziţie care au şi rol drenant. Dacă în soclul de legătură a diafragmei cu fundaţia s-a prevăzut galeria de vizitare, injecţii şi drenaj, apele de infiltraţii colectate la faţa aval a diafragmei sunt descărcate în această galerie (fig. 5.147).

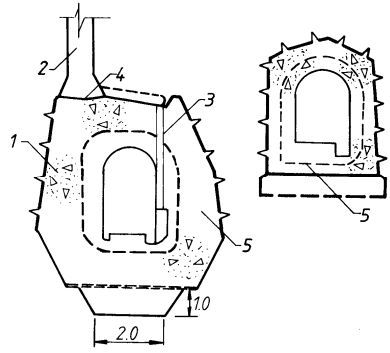


Fig. 5.147. Realizarea racordului între diafragma de beton bituminios şi soclul de fundaţie la barajul Wiehl [10]: *1* - soclu de beton cu galerie, *2* - diafragmă, *3* - conductă de drenaj, *4* - mastic bituminos, *5* - tolă de etanşare.

Realizarea unei bune legături între diafragma de beton bituminos şi soclul de beton din fundaţie este mai uşor de realizat decât în cazul prezentat mai înainte al racordului mască de beton bituminos-vatră. În cazul diafragmelor suprafaţa de contact este orizontală şi comparativ mai mare (lăţimile uzuale la bază ale diafragmelor se înscriu în limitele 0,6...1,0 m). De asemenea în această zonă se dezvoltă eforturi de compresiune din greutatea diafragmei şi a umpluturii de deasupra. În mod obişnuit în această zonă se aplică un strat de mastic bituminos de 2 cm grosime.

Datele privind comportarea în exploatare a diafragmelor arată că eventualele microfisuri sau pori din diafragme prin care se produc infiltraţii, se colmatează în timp, prin depunerea părţii fine din apă. Particulele care compun mixtura bituminoasă au o rezistenţă ridicată la fenomenul de antrenare hidrodinamică. Crăpăturile din diafragme după ce au fost localizate se pot separa prin injecţii sau mai simplu prin autolipirea suprafeţelor de contact pe fisură prin încălzirea lor (de exemplu, prin foraje în care se injectează apă fierbinte).

Tehnologiile de punere în operă a diafragmelor de beton bituminos sunt mai simple decât în cazul măştilor. Betonul bituminos se compactează în straturi orizontale de la circa 20 cm grosime până la 50...70 cm grosime. Concomitent este recomandabil să se compacteze şi umplutura de piatră de pe ambele părţi ale diafragmei în vederea împănării diafragmei în umplutură. Compactarea se poate face cu plăci vibrante puternice de 3,00 t greutate.

În figura 5.148 se prezintă schema echipamentelor folosite pentru punerea în operă a diafragmei barajului Storvatn (Norvegia). Echipamentul a fost proiectat special pentru această lucrare, avându-se în vedere următoarele obiective:

- execuţia să se poată face aproape independent de condiţiile de vreme;
- diafragma având pantele paramentelor de 5:1, să fie realizată în limitele unor toleranţe foarte reduse faţă de proiect;
- suprafaţa stratului suport să poată fi inspectată imediat, înaintea plasării stratului în execuţie;
- compactarea iniţială a betonului bituminos pus în operă să fie puternică pentru a reduce interacţiunea dintre diafragmă şi zonele de tranziţie.

După efectuarea precompactării cu echipamentul prezentat în figura 5.148, atât diafragma, cât şi zonele de tranziţie sunt compactate până la densitatea specificată, cu rulouri vibratoare.

Uneori în betonul bituminos din diafragmă se introduce piatră (beton bituminos ciclopian). În acest caz în stratul de beton bituminos de 20 cm grosime se presează prin vibrare pietre de dimensiuni maxime identice cu grosimea stratului. În acest mod se realizează economii de bitum. Totuşi o asemenea soluţie este riscantă mai ales pentru barajele înalte datorită pericolului de apariţie a unor căi preferenţiale de infiltraţii prin diafragmă. Soluţia poate fi luată în considerare numai pentru baraje de mică înălţime [83].

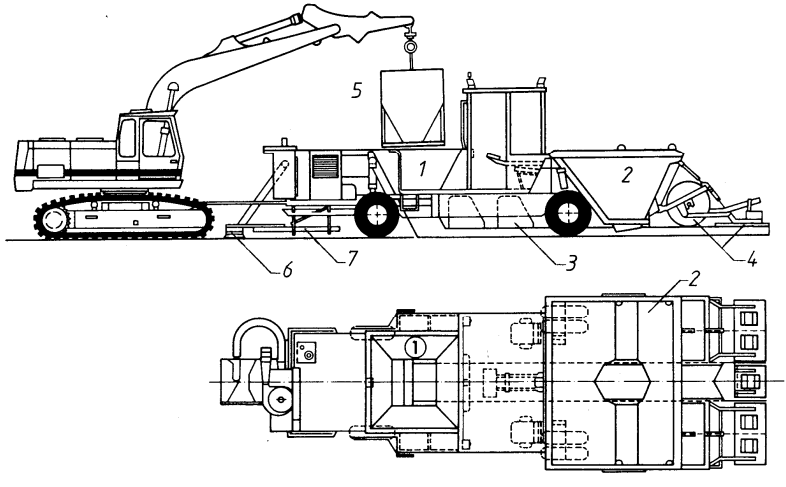


Fig. 5.148. Echipament pentru punerea în operă a diafragmei de beton bituminos la barajul Storvatn (Norvegia) [81]: *1* - bunker pentru beton bituminos, *2* - bunker pentru materialul de tranziţie (pietriş de concasaj 0...60 mm), *3* - precompactarea betonului bituminos, *4* - precompactarea zonei de tranziţie, *5* - container pentru transport beton bituminos, *6* - aspirator, *7* - încălzitor cu infraroşu.

5.8.4. Compoziţia, proprietăţile şi comportarea betoanelor bituminoase

Compoziţia betoanelor bituminoase depinde de funcţia pe care o îndeplinesc în corpul barajului, respectiv de etanşare sau de drenaj. Betoanele bituminoase care alcătuiesc straturile de etanşare ale măştilor trebuie să fie practic impermeabile şi să prezinte stabilitate la curgerea pe taluz sub acţiunea componentei din greutatea proprie în lungul liniei de cea mai mare pantă a taluzului. Betoanele bituminoase pentru diafragme pe lângă calităţile de etanşeitate trebuie să prezinte proprietăţi elasto-plastice remarcabile pentru a se adapta fără să fisureze cu tasările diferenţiale ale prismelor adiacente de umpluturi.

Betoanele bituminoase sunt amestecuri de granule de diverse dimensiuni (criblură, nisip natural sau de concasaj, filer de calcar) cu bitum, care are rolul de liant. Într-un astfel de amestec, forţele de tensiune superficială (interfaciale) împreună cu forţele de frecare interioară a scheletului solid fac ca materialul rezultat să posede o anumită rezistenţă la compresiune, întindere, forfecare.

Factorii principali care influenţează circulaţia apei printr-un material poros sunt procentul de goluri (e%) şi dimensiunea medie a golurilor. Indicele de goluri (e) reprezintă raportul între volumul golurilor şi volumul părţii solide care alcătuiesc materialul poros. Porozitatea (n) reprezintă volumul golurilor existente într-o unitate de volum de material. Porozitatea poate fi evaluată cu relaţia:

$$n\,\% = \frac{\gamma_s - \gamma_a}{\gamma_s}\,100 = 100\left(1 - \frac{\gamma_a}{\gamma_s}\right), \tag{5.109}$$

unde γ_s este densitatea materialului, iar γ_a densitatea aparentă. Raportul γ_a / γ_s reprezintă compactitatea sau volumul efectiv al masei cuprinse într-o unitate de volum.

Indicele de goluri (e) se poate calcula din porozitatea (n) cu următoarea relaţie:

$$e = \frac{n}{1-n}\,. \tag{5.110}$$

Permeabilitatea (K) depinde în principal de procentul de goluri şi în consecinţă de compactitate. O expresie aplicabilă pentru un domeniu larg de compactităţi, are forma [84]:

$$\log K = a \log a + b\,, \tag{5.111}$$

unde coeficienţii a, b depind primul de procentul de goluri iar cel de al doilea de granulozitatea materialului.

Betoanele bituminoase care alcătuiesc straturile de etanşare a unei măşti trebuie să corespundă unui coeficient de permeabilitate $K \le 10^{-7}$ cm/s . În schimb, betoanele bituminose deschise, pentru straturile drenante au $K \ge 10^{-2}$ cm/s .

În general un beton bituminos având un procent de goluri între 2...10% va avea un coeficient de permeabilitate între $10^{-6}...10^{-3}$ cm/s, iar un mortar bituminos cu acelaşi procent de goluri va avea $K = 10^{-9}...10^{-4}$ cm/s. Aceste valori sunt orientative deoarece mărimea golurilor intergranulare depinde de forma granulelor. În cazul când agregatele şi procentul de goluri a două mixturi sunt similare, filerul şi bitumul par a nu avea un rol important.

Porozitatea influenţează caracteristicile fizico-mecanice ale betonului bituminos, în special rezistenţa mecanică, durabilitatea la îngheţ, absorbţia de apă şi conductibilitatea termică.

În figura 5.149 sunt ilustrate rezultatele unor încercări experimentale privind etanşeitatea betoanelor bituminoase pentru măşti (agregate cu fracţiuni 0...12 mm) şi respectiv pentru diafragme (agregate cu fracţiuni 0...18 mm) în funcţie de procentul de goluri şi presiunea apei. Analiza datelor conduce la concluzia că în condiţii echivalente permeabilitatea scade cu cât agregatele sunt mai mici. Permeabilitatea este influenţată şi de presiunea apei. Betoanele bituminoase cu procentul de goluri $\leq 3\%$, valoare limită superioară admisă în general pentru betoanele bituminoase etanşe folosite în construcţii hidrotehnice, îşi păstrează etanşeitatea chiar la presiuni foarte ridicate ale apei (≥ 20 at.) [85].

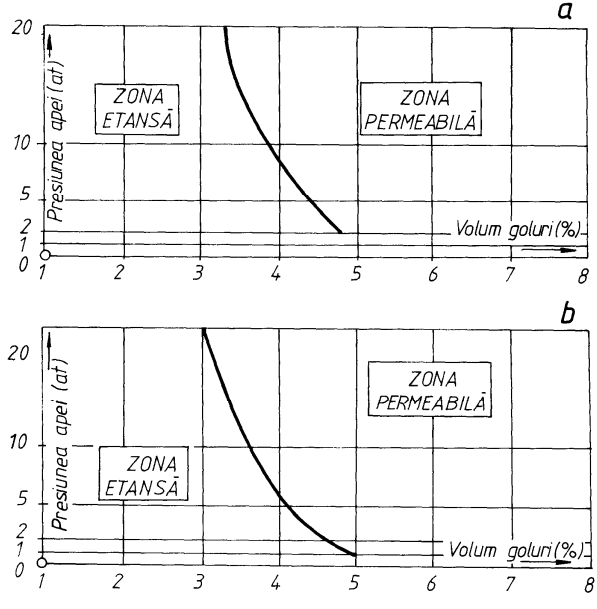


Fig. 5.149. Rezultatele unor teste de impermeabilitate pe epruvete Marshall a betoanelor bituminoase în funcţie de procentul de goluri (e%) şi presiunea apei (p): *a* - betoane pentru măşti cu agregate 0...12 mm, *b* - betoane pentru diafragme cu agregate 0...18 mm [85].

În tabelul 5.19 se dau curbele de granulozitate şi compoziţia diferitelor amestecuri bituminoase recomandate de firma Strabag. În figura 5.150 sunt reprezentate curbele granulometrice medii ale agregatelor pentru betoanele bituminoase de etanşare şi respectiv drenante.

Tabelul 5.19

Dimensiuni granule agregate [mm]	**Procente de agregate câte trec prin sită (ciur)**			
	Beton bituminos etanş	**Beton bituminos (deschis) drenant**	**Mixtură de egalizare**	**Macadam**
30	-	100...95	-	100...95
15	100...95	75...55	100...95	58...38
10	100...83	45...25	85...65	25...5
5	85...65	30...10	65...45	12...0
2,5	75...55	25...9	50...30	10...0
< 0,074	13...7	5...1	8...2	3...0
Bitum în mixtură (%)	8.5	4.0	6.5	3.0

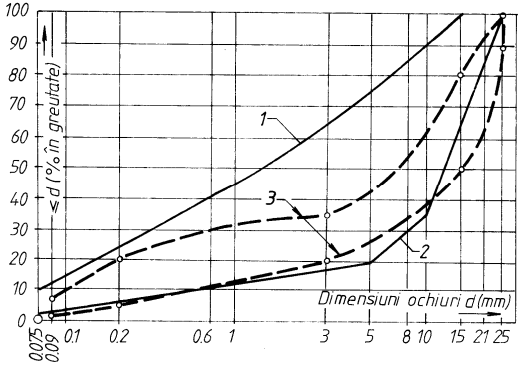


Fig. 5.150. Curbe granulometrice medii ale agregatelor pentru diferite tipuri de betoane bituminoase: *1* - beton etanş, *2* - beton drenant, *3* - binder, valori maxime şi minime.

În tabelul 5.20 se prezintă după P. Muşat [84] reţeta pentru betonul bituminos de etanşare (compact) folosit în masca de etanşare a barajului Colibiţa.

Tabelul 5.20

Materiale	Reţete [%]	Rest în greutate pe ciur (sită) [mm]								Treceri prin sita de 0,09 mm [%]
		16	10	6	4	2	0,63	0,20	0,09	
Criblură 6/10	13	-	1,2	11,3	0,4	0,1	-	-	-	-
4/6	12	-	-	0,8	7,6	2,9	0,6	0,1	-	-
2/4	10	-	-	-	-	2,2	7,7	0,1	-	-
0/2	30	-	-	-	-	-	12,8	11,7	2,5	3,0
Nisip natural	17	-	-	-	0,2	0,7	6,5	7,5	1,7	0,4
Filer	18	-	-	-	-	-	0,2	1,3	4,3	12,2
Total	100	-	1,2	12,1	8,2	5,9	27,8	20,7	8,5	15,6
Curbă granulometrică medie		100	98,8	86,7	78,5	72,6	44,8	24,1	15,6	
Valori limită curbă granulometrică			95/100	75/100	65/95	50/80	30/59	17/40	12/20	
Bitum în mixtură (%)		7,8								

O reţetă de beton bituminos folosit pentru diafragme este prezentată în tabelul 5.21.

Bitumurile folosite pentru betonele bituminoase hidrotehnice sunt mijlocii, semidure şi chiar dure. Bitumurile cu penetraţie (ac 0,1 mm) 60/70 sau 80/100 sunt cele mai folosite în Europa (în zone cu climă temperată). Bitumurile foarte dure permit obţinerea unor asfalturi foarte stabile dar cam fragile care fisurează la temperaturi sub 0°C.

Tabelul 5.21

Tipul de material	Procente de greutate în mixtură (%)
Criblură 3/8 mm Nisip 0/3 mm Filer	38...40 44...46 15...16 } 100%
Bitum	11,5...12,5

Filerul (pulberea minerală) măreşte coeziunea, gradul de impermeabilitate şi stabilitatea betonului bituminos. În general se foloseşte filerul din calcar măcinat. Filerul de praf de var stins îmbunătăţeşte adezivitatea şi conduce la neutralizarea argilei din nisip care fiind floculată nu se mai umflă în prezenţa apei. O recomandare privind compoziţia filerului constă din două părţi filer de calcar şi o parte din var stins în pulbere sau chiar ciment. În acest fel, rezistenţa betonului bituminos la dezanrobare sub acţiunea prelungită a apei creşte de peste două ori.

Agregatele se recomandă să fie de natură calcaroasă, cele provenind din roci moi trebuie evitate. În practică se folosesc şi agregate din roci silicioase

(granit, porfir, diorit, gneis) sau bazalt. În general sunt folosite agregate de concasaj din sorturile 10/25 mm şi 5/10 mm. Dimensiunea maximă a agregatelor atinge 15...20 mm pentru betoanele din straturile de etanşare ale măştilor şi 20... 30 mm pentru cele din diafragme sau straturile drenante.

Comportarea mixturilor bituminoase este vâsco-elasto-plastică. Caracteristicile fizico-mecanice ale mixturii depind esenţial de temperatură şi viteză de deformaţie. Comportarea plastică este amplificată de creşterea de temperatură şi scăderea vitezei de deformaţie. Valoarea parametrilor care caracterizează comportarea betoanelor bituminoase este funcţie de combinaţia temperatură-viteză de deformaţie şi de tipul de mixtură (tip şi conţinut de bitum, tip de agregate, grad de compactitate).

Mixturile bituminoase, sub încărcări de durată, sunt caracterizate de fenomenele de fluaj şi relaxare, deosebit de importante prin consecinţele lor. Fluajul reprezintă variaţia deformaţiilor în timp, sub sarcină constantă, iar relaxarea, variaţia eforturilor unitare în timp, sub deformaţie constantă.

În studiile de fluaj sunt analizaţi în general parametrii caracteristici şi anume: efortul unitar σ, deformaţia specifică ε, temperatura T şi timpul t. Cercetarea unui material din punct de vedere al fluajului constă în examinarea dependenţei de timp a celorlalte trei mărimi variabile, relaţia având forma:

$$f(\sigma, \varepsilon, T, t) = 0 . \tag{5.112}$$

Un parametru global derivat, frecvent utilizat în studii este viteza de fluaj definită cu relaţia:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{d\varepsilon}{dt} . \tag{5.113}$$

Viteza de fluaj poate fi determinată experimental prin următoarele trei procedee de încercări: autostabilizare termică, deformaţie izotermă sub sarcină constantă şi relaxare. Ultimele două procedee sunt aplicate mai frecvent.

În cazul unei încercări de tracţiune, considerând că într-un interval de timp dt, efortul creşte cu $d\sigma$, iar temperatura creşte cu dT, deformaţia specifică a epruvetei $d\varepsilon$ se poate calcula cu relaţia :

$$d\varepsilon = \frac{dl}{l_o} = \frac{d\sigma}{E} + \alpha \Delta t + \dot{\varepsilon}\, dt , \tag{5.114}$$

unde E este modulul de elasticitate longitudinal; $\frac{d\sigma}{E}$ - deformaţia specifică elastică; α - coeficientul de dilatare liniară termică; $\dot{\varepsilon}$ - viteza de fluaj.

În relaţia (5.114) s-a admis că E şi α sunt constante pe durata încercării.

În procedeul de încercare prin autostabilizare termică, efortul şi deformaţia epruvetei se menţin constante. Rezultă că $d\sigma = 0$ şi $dl = 0$, astfel că ecuaţia (5.114) devine:

$$\alpha dT + \dot{\varepsilon}\, dt = 0 \ . \tag{5.115}$$

Temperatura va trebui să varieze astfel încât epruveta aflată sub sarcină constantă să-şi păstreze lungimea invariabilă. Deformaţia din fluaj este compensată cu o scădere de temperatură care va produce o contracţie αdT (5.151,*a*). Viteza de fluaj, conform relatiei (5.115) se poate calcula cu relaţia:

$$\dot{\varepsilon} = -\alpha \frac{dT}{dt} . \tag{5.116}$$

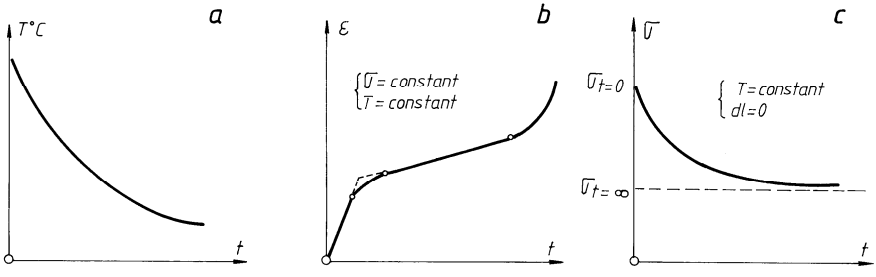


Fig. 5.151. Diagrame specifice experimentelor pentru evaluarea vitezei de fluaj: *a* - autostabilizare termică, *b* - deformaţie izotermă sub sarcină constantă, *c* - relaxare.

Experimentele de deformaţie izotermă sub sarcină constantă sunt cele mai frecvente în studiile de fluaj. Păstrând temperatura şi efortul unitar constante, $dT = 0$, $d\sigma = 0$, ecuaţia (5.114) devine:

$$d\varepsilon = \dot{\varepsilon}\, dt \tag{5.117}$$

sau:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{d\varepsilon}{dt} . \tag{5.118}$$

În cazul încercărilor de relaxare, se evaluează variaţia eforturilor unitare cu timpul, atunci când deformaţia probei şi temperatura se menţin constante, $dl = 0$, $dt = 0$. Valoarea efortului în proba experimentată scade în timp, ecuaţia (5.114) având forma:

$$\frac{d\sigma}{E} + \dot{\varepsilon}\, dt = 0 \tag{5.119}$$

sau:

$$\dot{\varepsilon} = -\frac{1}{E}\frac{d\sigma}{dt} \tag{5.120}$$

Pe baza încercărilor de fluaj se determină anumite valori critice ale materialelor, numite limite de fluaj. Ele reprezintă valorile eforturilor unitare cărora le corespund, după o anumită durată de experimentare, fie o viteză de fluaj stabilizat dată, fie o deformaţie permanentă de valoare prescrisă.

În evoluţia fenomenului de fluaj se disting trei stadii, şi anume: fluajul nestabilizat, fluajul stabilizat şi ruperea (fig. 5.152).

Fluajul nestabilizat corespunde tronsonului de curbă *AB*. În momentul aplicării sarcinii se produce deformaţia elastică *OA*. Deformaţia epruvetei continuă să se mărească lent în timp sub sarcină constantă, astfel încât deformaţia totală la un moment de timp *t* se compune din deformaţia elastică şi din deformaţia produsă din cauza fluajului pe intervalul de timp considerat.

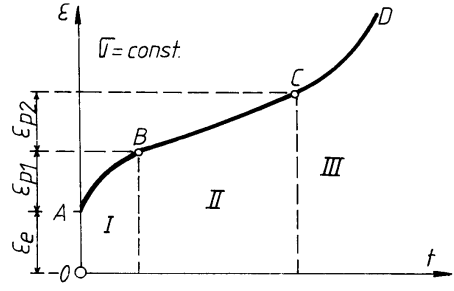


Fig. 5.152. Evoluţia fenomenului de fluaj.

Fluajul stabilizat corespunde zonei *BC* din figura 5.152. Procesul de fluaj se desfăşoară cu viteză minimă constantă în timp. Mărimea deformaţiei plastice depinde de efortul unitar şi de temperatură. Pe măsură ce efortul de întindere şi temperatura cresc, durata fluajului stabilizat se reduce putând chiar să lipsească. În acest ultim caz, punctele *B* şi *C* se confundă, iar vitezele de fluaj descrescătoare se transformă în viteze crescătoare.

Ruperea este ultimul stadiu al fenomenului de fluaj (zona *CD* în fig. 5.152). Vitezele de deformaţie cresc şi epruveta se rupe din cauza microfisurilor şi a dizlocărilor.

În figura 5.153 se ilustrează fluajul betonului bituminos în funcţie de temperatură sub efort de întindere constant şi în funcţie de mărimea efortului de întindere la temperatură constantă. În acord cu figura 5.153,*a*, fluajul apare la temperatura obişnuită şi se accentuează odată cu creşterea temperaturii. De asemenea, pe măsură ce temperatura creşte scade limita de curgere a materialului. Efectele obţinute prin creşterea temperaturii sunt de acelaşi sens cu efectele care se obţin prin creşterea sarcinii (fig. 5.153,*b*). Efectele celor doi factori însumându-se, peste o anumită limită, menţinerea fluajului stabilizat, care condiţionează stabilitatea termică a mixturilor bituminoase este periclitată. Datele experimentale

conduc la concluzia că la temperatura de 60°C, betonul bituminos prezintă fluaj stabilizat numai pentru încărcări sub 4 daN/cm^2.

Studiul în laborator al comportării mixturilor bituminoase se face de obicei prin încercări de compresiune monoaxiale. Încercările de laborator la compresiune triaxială reproduc însă cu mai multă acurateţe starea de solicitare *in situ* a mixturilor. Rezistenţa la rupere prin compresiune triaxială a betoanelor bituminoase este influenţată în mod semnificativ de temperatură (fig. 5.154). Presiunea laterală influenţează rezistenţa la rupere într-o măsură mai mică decât temperatura.

În cazul unor încercări de compresiune triaxială în care păstrând constantă viteza de deformaţie se variază simultan presiunea normală şi presiunea laterală, se obţine curba intrinsecă a materialului ca înfăşurătoare a cercurilor lui Mohr. În cazul mixturilor bituminoase, curba intrinsecă este o dreaptă. În cazul unor viteze de deformaţie diferite, dreptele sunt paralele (fig. 5.155). Curba intrinsecă de stabilitate sau de stare de echilibru a mixturii bituminoase se obţine la limită, pentru viteza de deformaţie egală cu 0.

Coeziunea betonului bituminos este direct proporţională cu duritatea bitumului dar descreşte rapid cu temperatura (fig. 5.156). Pentru acelaşi dozaj de filer şi bitum, mixturile cu granulozitate discontinuă au coeziune mai mare decât cele cu granulozitate continuă.

Unghiul de frecare interioară φ a unei mixturi bituminoase este practic independent de temperatură şi de tipul bitumului, însă descreşte atunci când conţinutul de bitum depăşeşte volumul de goluri al scheletului mineral. În cazul unor goluri remanente de 2...3% unghiul de frecare interioară $\varphi \cong 30°$.

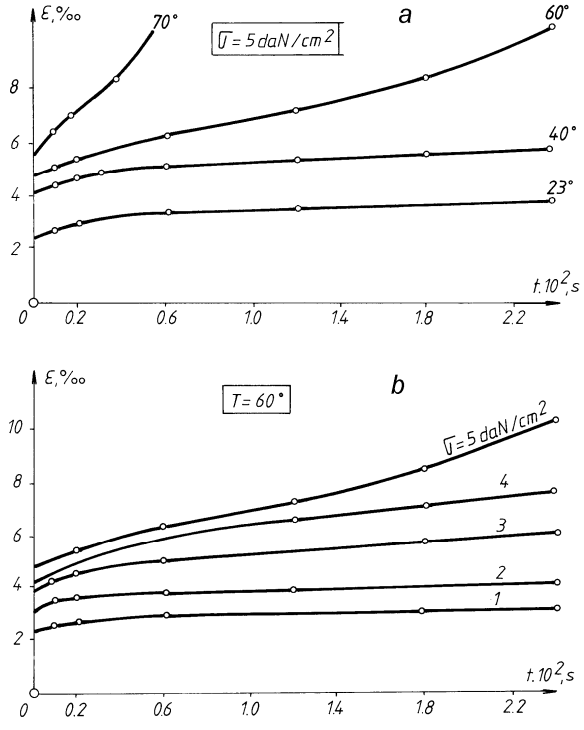


Fig. 5.153. Diagrame de fluaj al betonului bituminos: *a* - funcţie de temperatură sub efort constant, *b* - funcţie de mărimea efortului de întindere la temperatură constantă.

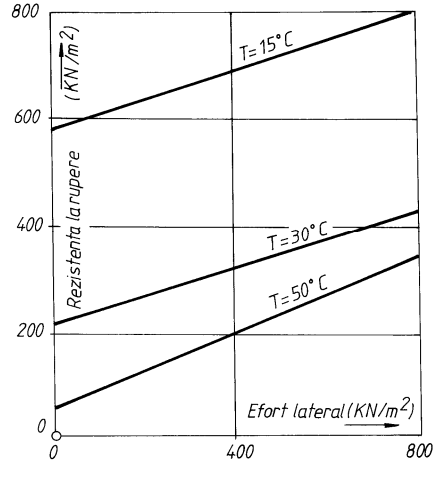


Fig. 5.154. Variaţia rezistenţei la rupere a betoanelor bituminoase funcţie de presiunea laterală şi temperatură (încercări în aparatul de compresiune triaxială) [84].

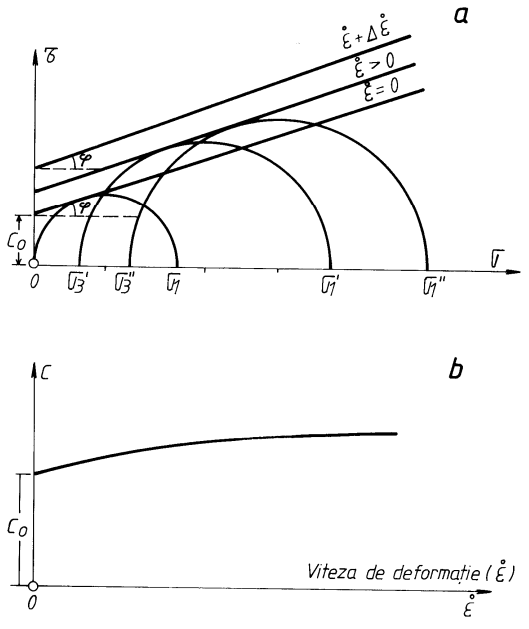


Fig. 5.155. Curbe intrinseci ale mixturilor bituminoase în funcţie de viteza de deformaţie $(\dot{\varepsilon})$ [84].

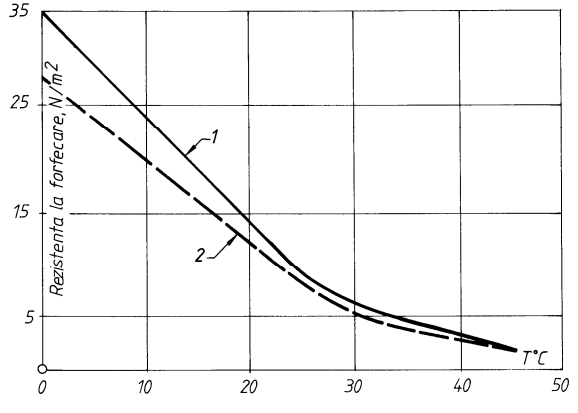


Fig. 5.156. Variaţia rezistenţei la forfecare a betonului asfaltic în funcţie de temperatură: *1* - mixturi cu granulozitate discontinuă, *2* – mixturi cu granulozitate continuă.

În general, pentru temperaturi mai mici de 50°C, betonul bituminos are o rezistenţă la forfecare satisfăcătoare şi o comportare bună la deformaţiile plastice.

În figura 5.157 se prezintă variaţia parametrilor *c* şi φ ale betonului bituminos de etanşare în funcţie de conţinutul de bitum şi de temperatură. După datele publicate de Asphalt Institute (SUA), valorile recomandate pentru coeziune şi frecare interioară, care prin efectele conjugate definesc domeniul stabilităţii unei mixturi bituminoase sunt prezentate în figura 5.158.

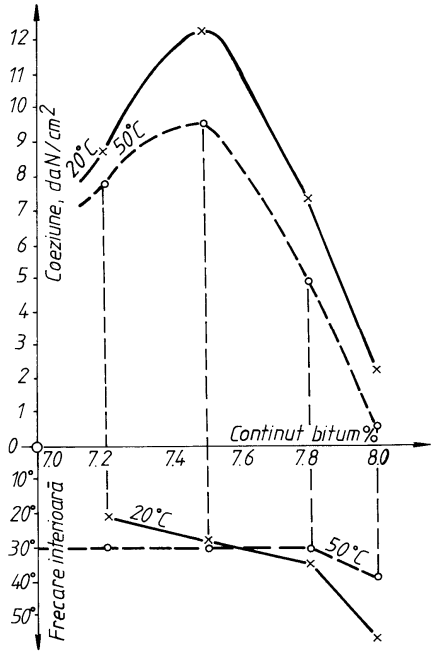


Fig. 5.157. Variaţia parametrilor *c* şi φ ai betonului bituminos de etanşare în funcţie de conţinutul de bitum şi de temperatură.

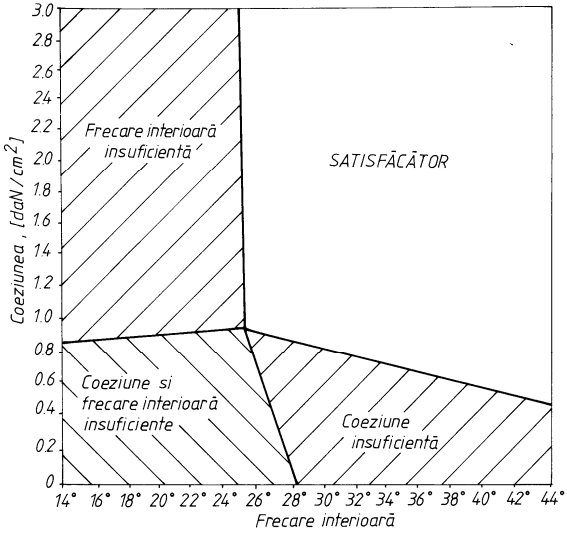


Fig. 5.158. Diagramă care defineşte după Asphalt Institute (SUA) domeniul satisfăcător de valori *c* şi φ corespunzator mixturilor bituminoase.

Modulul de elasticitate al betoanelor bituminoase variază în limite largi cu temperatura şi frecvenţa încărcării (fig. 5.159).

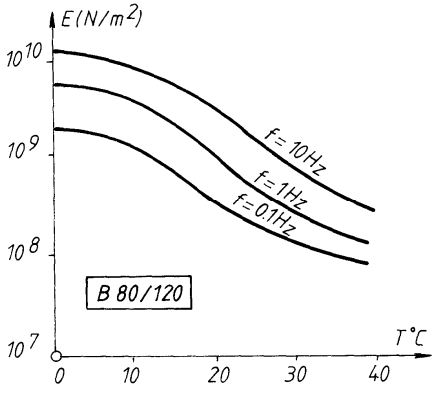


Fig. 5.159. Variaţia modulului de elasticitate a betoanelor bituminoase (*E*) în funcţie de temperatură (*T* °C) şi frecvenţa încărcării (*f*) [84].

Pe baza celor prezentate mai înainte se poate afirma că factorii principali care influenţează comportarea betoanelor bituminoase sunt dozajul şi natura bitumului, structura scheletului mineral, regimul de temperatură, mărimea şi repetarea încărcărilor. Fluajul este favorizat de temperatura ridicată şi depinde de asemenea de componenţa gelică a bitumului. Îmbătrânirea în timp a gelurilor conduce la amortizarea fluajului mixturilor bituminoase.

În vederea realizării unor mixturi bituminoase stabile şi flexibile pe toată durata de serviciu este necesar ca liantul (bitumul) să-şi menţină vâscozitatea la variaţiile de temperatură din timpul verii, fără a deveni casant în timpul iernii şi să reziste bine la îmbătrânire. În ultimile decenii, pentru îmbunătăţirea calităţii bitumului s-a recurs la adaos de polimeri. Dacă în bitum se adaugă diferiţi polimeri sintetici sau cauciuc natural în proporţie de 3...5% se ameliorează elasticitatea şi rezistenţa la întindere a mixturii, în paralel cu reducerea sensibilităţii ei la temperatură.

5.8.5. Calculul măştilor şi diafragmelor de beton bituminos

Încărcările principale care acţionează pe măştile şi diafragmele de etanşare ale barajelor din umpluturi sunt următoarele:

- greutatea proprie;
- presiunea hidrostatică a apei;
- acţiunea variaţiilor de temperatură;
- acţiunea gheţii şi a valurilor (numai asupra măştilor);
- efectele deformaţiilor provocate de deplasările corpului de umplutură a barajului;
- acţiunea seismică.

Între încărcările menţionate mai înainte, efectele deformaţiilor elementului de etanşare impuse de deplasările corpului barajului sunt cele mai periculoase pentru siguranţa barajului.

În vederea evaluării cât mai corecte a capacităţii elementului de etanşare de a rezista solicitărilor, analizele numerice sau experimentale trebuie să modeleze condiţiile reale de lucru ale materialelor din corpul barajului. În condiţiile existenţei unor presiuni laterale pe elementul de etanşare din umpluturi şi apa din lac, analizele experimentale privind deformaţiile betonului bituminos în funcţie de temperatură şi viteza de încărcare trebuie efectuate în aparatul triaxial [84].

În mod special trebuie studiate eforturile de întindere care pot conduce la fisurarea betonului bituminos. Temperaturile scăzute au influenţe foarte mari de reducere a rezistenţei la întindere a betonului bituminos. În cazul măştilor zonele cele mai expuse se află sub nivelul apei unde temperatura minimă este de +4°C. Zonele de mască aflate deasupra nivelului apei pot avea şi temperaturi mai scăzute dar eventualele fisuri în aceste zone pot fi observate direct şi remediate imediat. În cazul diafragmelor, temperatura betonului bituminos poate varia între temperatura medie anuală în aer (în România ~ 12°C) şi temperatura apei din lac (+4°C).

Ipotezele de calcul care corespund unor deformaţii sau viteze de deformaţie maxime ale elementului de etanşare sunt următoarele:

– prima umplere a lacului de acumulare asociată apariţiei unei viituri importante care produce o rată ridicată a creşterii nivelului în lac; apariţia viiturii se consideră la diverse nivele de umplere a lacului selectându-se în final situaţia cea mai defavorabilă;

– acţiunea seismică.

În cazul primei ipoteze, deşi solicitarea este relativ lentă, valorile absolute ale deformaţiilor vâsco-plastice pot fi mari iar vitezele de deformaţie pot atinge limite relativ periculoase. În cazul acţiunii seismice, vitezele de deformaţie pot de asemenea atinge limite periculoase.

Analizele de stare de eforturi, stare sau viteze de deformaţie în corpul măştilor sau diafragmelor, datorită fenomenelor complexe de interacţiune element de etanşare – corp umpluturi baraj – vatră – teren de fundare impun aplicarea unor metode numerice, metoda elementelor finite fiind cea mai aplicată. În multe cazuri sunt necesare analize tridimensionale pentru o modelare cu acurateţe a comportării din natură.

În figura 5.160 se prezintă deplasările şi starea de deformaţie în masca de beton bituminos din secţiunea centrală a barajului Sabigawa superior ($H = 90{,}5$ m, v. fig. 5.133) produse de umplerea lacului. Analiza s-a efectuat succesiv în secţiunea transversală centrală a barajului (analiză bidimensională) şi tridimensional pe întreg ansamblul baraj-teren de fundare. În ambele analize stările de deformaţie ale măştii în secţiunea centrală a barajului au rezultat practic identice. În analiza tridimensională s-a adoptat ipoteza comportării liniar elastice a materialelor iar în analiza bidimensională s-au luat în consideraţie proprietăţile neliniare ale materialelor de umplutură din corpul barajului. Caracteristicile materialelor de umplutură (E, μ) au variat în funcţie de nivelul de efort, conform relaţiilor:

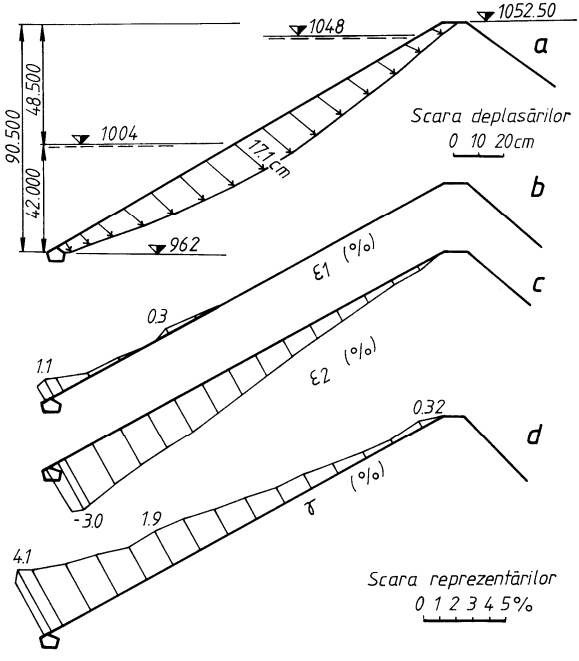


Fig. 5.160. Rezultate în analiza prin metoda elementelor finite a comportării măştii de beton bituminos a barajului Sabigawa la umplerea lacului: *a* - deplasări în secţiunea centrală, *b* - deformaţii de întindere, *c* - deformaţii de compresiune, *d* - deformaţii de forfecare.

$$E = A\,\varepsilon^{B} \tag{5.121}$$

$$\mu = 0{,}30 + \frac{0{,}75}{\sigma_1 + 9{,}43} \tag{5.122}$$

unde coeficienţii A şi B depind de nivelul de efort σ_3 din punctul considerat iar ε este deformaţia axială de compresiune.

În tabelul 5.22 se prezintă caracteristicile mecanice ale materialelor folosite în analiza bidimensională. În analiza elastică tridimensională s-au folosit caracteristicile medii ale materialelor [79].

Simularea execuţiei barajului a constat din 15 etape de 6 m grosime fiecare iar umplerea lacului s-a făcut în 6 etape. Comportarea zonei de racord între mască şi vatra amonte s-a analizat suplimentar pe o schemă de discretizare mai fină, luând în consideraţie faptul că deformaţiile maxime apar în această zonă.

Deplasările maxime ale măştii apar într-o zonă situată la jumătatea înălţimii barajului. Totuşi, deformaţiile specifice maxime se produc în vecinătatea vetrei amonte ajungând la valori maxime de 1,1% deformaţii de întindere, 3% deformaţii de compresiune şi 4,1% deformaţii de forfecare. În această zonă presiunea apei este maximă şi există diferenţe relative importante de rigiditate între betoanele de ciment din vatră şi materialul de umplutură din corpul barajului situat la faţa interioară a măştii.

Tabelul 5.22

Tipul de material		**Greutate a volumetrică [kN/m^3]**	**Modul de elasticitate E [kN/m^2]**	**Coeficient Poisson** μ	**Coeziune c [kN/m^2]**	**Unghi de frecare interioară** φ
Umpluturi corp baraj	Porfirită	20,0	$E = A\varepsilon^B$ $A = 22167\,\sigma_3^{0,29427}$ $B = 3{,}8212\,\sigma_3^{-0,24018} - 1$	$\mu = 0{,}30 + \frac{0{,}75}{\sigma_1 + 9{,}43}$	0,0	42
	Tuf	19,2	$E = A\varepsilon^B$ $A = 32774\ \sigma_3^{0,20306}$ $B = 3{,}4649\,\sigma_3^{-0,24018} - 1$	idem	0,0	38
Roca de fundare (tuf)		23.0	3.920.000 sau 1.960.000	0,20	1470	35
Mască beton bituminos		22.5	9.800	0,45	49	30
Vatră beton de ciment		22.5	20.580.000	0,20	3920	45

Pe baza unor încercări în aparatul triaxial pe probe de beton bituminos efectuate în România rezultă că în cazul unor viteze de deformaţie $\dot{\varepsilon} \le 0{,}0075\,\mathrm{s}^{-1}$ şi rapoarte uzuale σ_1 / σ_3, betonul bituminos suportă deformaţii de compresiune de până la 3% şi deformaţii de întindere de până la 1,2% (la T = 12°C) şi 1% (la T = 4°C) fără pierderea continuităţii [84].

Masca de beton bituminos trebuie verificată de asemenea la stabilitate, la alunecare pe taluz în condiţiile celor mai ridicate temperaturi ale mediului ambiant. Ipotezele de calcul cele mai defavorabile sunt lac gol sau golire rapidă a lacului când în ecuaţiile de echilibru intervin suplimentar subpresiunile de pe intradosul măştii.

În figura 5.161 se prezintă o schemă de calcul în ipoteza lacului gol, când alunecarea s-ar produce în straturile de beton bituminos ale măştii. Aceasta înseamnă că s-a admis că forţele potenţiale de aderenţă şi de frecare care se pot dezvolta pe suprafaţa de contact mască-strat suport sunt mai mari decât cele din straturile de beton bituminos.

Se consideră o fâşie cu lăţimea de 1 m pe linia de cea mai mare pantă a măştii din care se decuplează un element cu lungimea de 1 m. Suprafaţa elementului este 1 m^2, iar greutatea lui G se calculează cu relaţia:

$$G = \gamma_b\, d \quad , \tag{5.123}$$

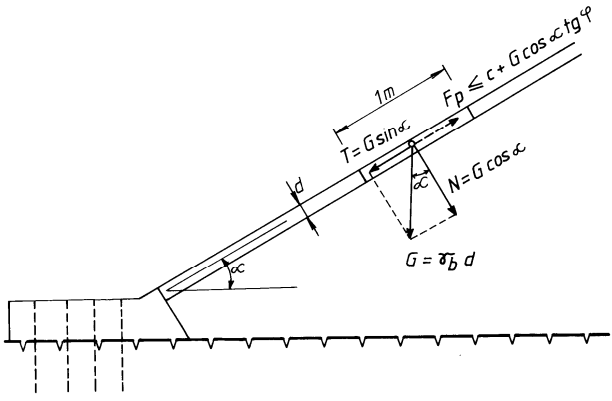


Fig. 5.161. Schemă de calcul a stabilităţii de alu–necare pe taluz a măştilor de beton bituminos.

unde γ_b este greutatea volumetrică a betonului bituminos (23 kN/m^3), iar *d* este grosimea măştii.

Forţele rezultante pe direcţia tangenţială de alunecare (*T*) şi pe direcţia normală la taluz (*N*) au expresia :

$$T = G \sin \alpha = \gamma_b \, d \sin \alpha$$
$$N = G \cos \alpha = \gamma_b \, d \cos \alpha \qquad (5.124)$$

Forţa activă *T* este echilibrată de forţa potenţială $\left(F_p\right)$ de aderenţă şi frecare mobilizate pe suprafaţa potenţială de alunecare, conform relaţiei:

$$F_P \le c1 + \gamma_b \, d \cos \alpha \, \mathrm{tg}\, \varphi , \qquad (5.125)$$

unde *c* şi φ sunt coeziunea şi unghiul de frecare interioară a betonului bituminos; coeziunea *c* aşa cum s-a arătat mai înainte descreşte foarte mult în raport cu creşterea temperaturii iar unghiul de frecare interioară φ este practic independent de temperatură şi penetraţia bitumului dar descreşte când conţinutul de bitum depăşeşte volumul de goluri al scheletului mineral.

Condiţia de stabilitate la alunecare se scrie:

$$\gamma_b d \sin\alpha \le c + \gamma_b d \cos\alpha \, \mathrm{tg}\, \varphi . \qquad (5.126)$$

Calcule numerice cu formula (5.126), conduc la concluzia că pentru valorile uzuale ale parametrilor ($\varphi = 30°$, $d = 10$ cm, $c = 2$ daN/cm^2 la $T = 50°$C), măştile sunt stabile la pante ale taluzului de 1:1,7....1:1,4.

O altă ipoteză limită, acoperitoare, este de neglijare a forţelor de frecare pe contactul dintre mască şi stratul suport. În această ipoteză componenta tangenţială *T* din greutatea măştii împinge asupra vetrei (pintenului amonte). Eforturile de

compresiune la baza măştii, în această ipoteză, pot deveni excesiv de mari încât să producă ondularea măştii. Rezistenţa la compresiune a betonului bituminos, când viteza de deformaţie este foarte mică (cazul încărcărilor statice) variază de la 11 daN/cm^2 pentru $T = 40°C$ la 5,5 daN/cm^2 pentru $T = 50°C$. Reducerea pantei taluzului conduce la reducerea riscului la alunecare a măştii pe taluz.

5.8.6. Incidente şi accidente în exploatare

Experienţa pe plan internaţional obţinută în cei peste 60 de ani care au trecut de la realizarea primului baraj cu etanşare bituminoasă, confirmă com–portarea foarte bună în exploatare a acestor tipuri de baraje. Cazuri de accidente semnalate la aceste lucrări au fost foarte puţine. Diafragmele de beton bituminos, corect proiectate, executate şi exploatate, constituie soluţii foarte sigure.

Comportarea etanşărilor este necesar să fie supravegheată în mod special pe durata primei puneri sub sarcină a barajului. Infiltraţiile prin elementul de etanşare vor fi urmărite cu continuitate şi localizate. Experienţa arată că 90...95% din debitele de infiltraţie rezultă datorită curgerilor la punctele de îmbinări, racorduri ale etanşării.

Schöber [82], în vederea comparării performanţelor în exploatare a diverselor sisteme de etanşare a barajelor din umpluturi, stabileşte mai multe criterii şi acordă note fiecărui sistem analizat pentru fiecare criteriu în funcţie de performanţele în exploatare. În tabelul 5.23 se prezintă sintetic aceste notări, punctajul final corespunzător fiecărui sistem constituind un parametru cantitativ şi comparativ a gradului său de siguranţă în exploatare.

Datele din tabelul 5.23 confirmă concluzia formulată mai înainte că etanşările cu beton bituminos se încadrează în categoria celor mai sigure [82].

Barajul Ghrib ($H = 72$ m, Algeria) (fig. 5.162) intrat în exploatare în 1938 a fost unul din primele baraje de piatră etanşate cu mască de beton bituminos. Masca (fig. 5.137,*c*) avea protecţia termică şi mecanică alcătuită dintr-un strat de dale din beton bituminos. După 15 ani de comportare foarte bună, în 1953 o parte din dalele din beton poros de protecţie au alunecat în lac din cauza corodării armăturii de ancorare. Probele efectuate asupra betonului bituminos din mască au relevat o oarecare îmbătrânire marcată prin reducerea plasticităţii şi creşterea rezistenţei la curgere, dar schimbările nu au afectat impermeabilitatea măştii. Între 1953-1963 protecţia termică a măştii a fost asigurată prin aplicarea a două straturi de vopsea reflectorizantă. În 1963, urmare unor lucrări de întreţinere insuficiente, o placă de 200 m^2 de beton bituminos a alunecat în lac, iar alta prezenta incipient acelaşi fenomen. Urmare a extinderii degradărilor şi a deciziei de creştere a cotei de retenţie cu câţiva metri, în 1963 s-a trecut la refacerea completă a măştii. Analizele complexe, efectuate cu această ocazie pe betonul bituminos din mască au demonstrat conservarea proprietăţilor esenţiale ale betonului bituminos, după circa 25 ani de exploatare.

Tabelul 5.23 [82]

Criteriul	Mască		Diafragmă (Nucleu)		
	de beton de ciment	de beton bituminos	subţire din pământ	gros din pământ	de beton bituminos
Adaptabilitate la fundaţii dificile	1	2	2	3	2.5
Legătura cu voalul de etanşare	1	1	2	3	1.5
Condiţii speciale pentru materia–lele din umpluturi	2	3	1	2	2
Siguranţa execuţiei (climă, tehno–logii)	2	3	2	3	3
Rezistenţă la dezvoltarea fisurilor	1	3	2	2	3
Rezistenţă la infiltraţii dacă apar fisuri	3	2	1	1	2
Autoreparare	1	1	2	3	1,5
Durabilitate în timp	2	2	3	3	2,5
Pericol de avarie la factori meca–nici exteriori	1	1	3	3	3
Posibilităţi de observare şi control	3	3	2	2	2
Posibilităţi de reparare	3	3	2	2	2
Total Puncte	20	24	22	27	25
%	100	120	110	135	125
Comportare Semnificaţia notaţiilor: 1- dificil, rău, 2- mediu, 3- comportare bună, bine					

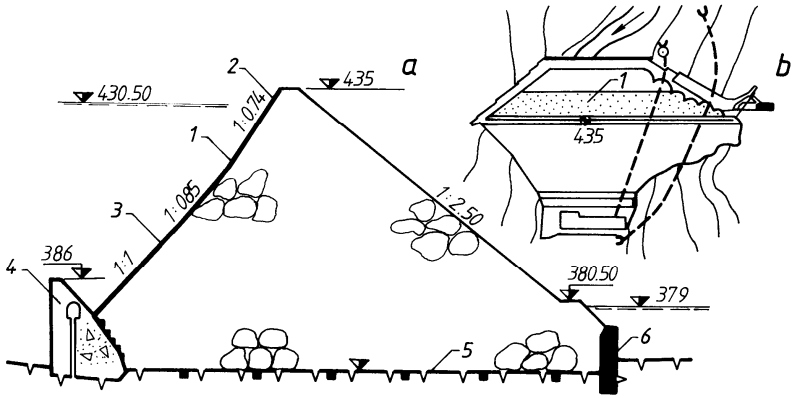


Fig. 5.162. Barajul Ghrib: *a* - secţiune transversală tip, *b* - plan de situaţie*; 1* - protectie din dale de beton armat, *2* - ancorare dale, *3* - mască de beton bituminos, *4* - vatră, *5* - dale de beton armat, *6* - pinten aval.

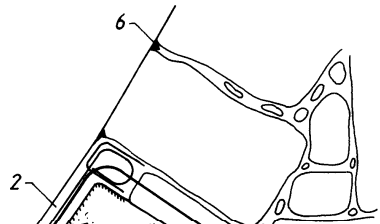


Fig. 5.163. Ancorarea după avarie a măştii barajului Ghrib: *1* - grindă de beton armat încastrată în zidărie, *2* - grindă nouă, *3* - ancoraje în zidărie, *4* - beton poros, *5* - mască nouă de protecţie din beton armat, *6* - mastic etanş.

Barajul Bou-Hanifia ($H = 55$ m, Algeria), intrat în exploatare în 1941, a avut soluţia de etanşare asemănătoare cu cea de la barajul Ghrib descrisă mai înainte. După 20 de ani de exploatare s-a constatat că dalele de beton armat pentru protecţia termică şi mecanică a măştii - prezentau cel puţin o crăpătură orizontală deschisă pe toată grosimea dalei. Unele dale aveau lunecări de 10...35 cm; în zona crăpăturilor, armăturile erau puternic corodate. În aceste condiţii masca de protecţie din beton armat a fost refăcută în perioada 1972-1973.

Barajul Sarno ($H = 28$ m, Algeria), construit între anii 1947-1954, are etanşarea alcătuită din două straturi de beton bituminios etanş realizate pe un strat suport din beton bituminos poros de 10 cm grosime. În timpul primei puneri sub sarcină, la o coloană de apă de 10 m înălţime, infiltraţiile în zona inferioară a măştii au ajuns la 150 ℓ/s. Defecţiunile s-au datorat unor erori în întocmirea reţetei de beton bituminos etanş şi în tehnologia de punere în operă. Partea din mască avariată a fost refăcută. Reţeta veche de beton bituminos care conţinea 8% pietriş 5/13, 73% nisip 0/6, 10% nisip de dune, 9% filer de calcar, 8% bitum de penetraţie 80/100 s-a îmbunătăţit prin dublarea cantităţii de filer şi creşterea cu 0,2% a cantităţii de bitum. În noile condiţii masca a dat satisfacţie deplină în exploatare.

Masca de beton bituminos a barajului Valea de Peşti (fig. 5.132) după trei ani de exploatare prezenta uşoare degradări ca [27]:

– zone permeabile în stratul superior de etanşare (pe cca. 0,2% din suprafaţa măştii) datorate probabil unor imperfecţiuni de execuţie;

– fisuri în stratul superior de etanşare dispuse de-a lungul rosturilor tehnologice (cca. 25 m rosturi deschise 0,5...2,0 mm, reprezentând circa 0,5% din lungimea totală a rosturilor tehnologice);

– fisuri în stratul superior de etanşare de forme liniare dar cu orientări şi lungimi variabile (cca. 12 m lungime totală cu deschideri a fisurilor de 3...8 mm);

– umflări (mameloane) locale, în stratul superior de etanşare asociate unor fisuri dispuse radial (cca. 25 bombări locale) (fig. 5.164).

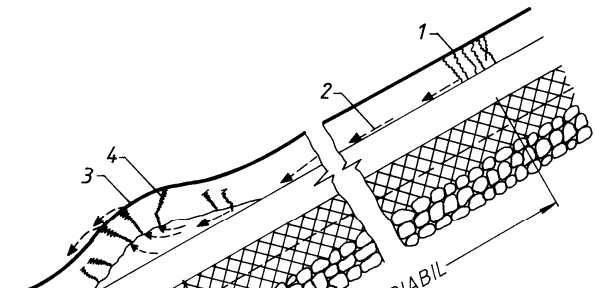


Fig. 5.164. Umflări locale în stratul superior de etanşare al barajului Valea de Peşti produs de migrarea apei infiltrate între straturi; *1* - zonă permeabilă, *2* - calea de circulaţie a apei infiltrate, *3* - umflare locală, *4* - fisuri radiale.

Reparaţiile, având caracterul unor lucrări de întreţinere, au durat 40 ore de lucru a unei echipe formate din 8 muncitori. Zonele cu porozităţi, fisurile, mameloanele mici au fost încălzite până la plasticizarea betonului şi compactate; ulterior pe suprafeţele respective s-a aplicat bitum tăiat pentru închiderea porilor. Unele fisuri deschise şi mameloane mari au fost îndepărtate prin decupare; completările s-au făcut cu mixtură bituminoasă păstrată de la execuţia măştii.

5.9. Baraje de piatră cu etanşări pământoase

5.9.1. Descrierea constructivă generală

Barajele de piatră cu etanşări pământoase s-au impus în practică mai ales după 1960 odată cu aplicarea tehnologiei de vibrocompactare a anrocamentelor. Etanşarea realizată cu materiale argiloase, argilo-nisipoase sau de morenă poate fi sub formă de nucleu sau mască (v. fig. 5.8).

Nucleul de etanşare poate fi plasat în poziţie centrală generând un profil simetric în raport cu axa verticală prin mijlocul coronamentului sau poate fi uşor înclinat şi deplasat spre amonte (fig. 5.165,*a*,*b*). Această ultimă soluţie permite mărirea dimensiunilor prismului aval uscat şi orientarea mai favorabilă a presiunii hidrostatice pe faţa amonte a nucleului, cu efecte stabilizatoare suplimentare. Plasarea elementului de etanşare în zona taluzului amonte, sub formă de mască (fig. 5.165,*c*) prezintă unele avantaje ca:

– stabilitate mai bună pentru că întreaga masă de piatră este mobilizată să reziste împingerii apei (în cazul barajelor cu nucleu, prismul amonte nu contribuie la asigurarea stabilităţii generale a barajului);

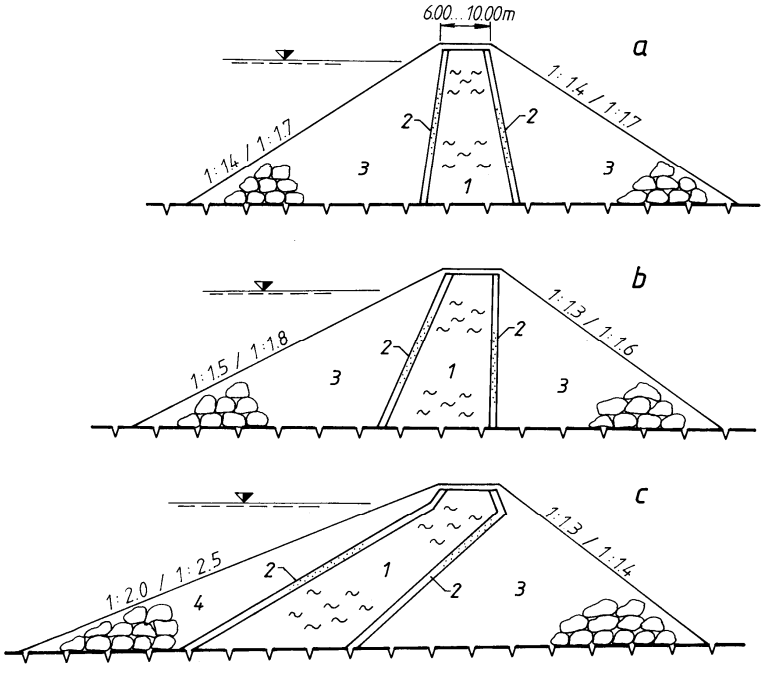


Fig. 5.165. Plasarea elementului pământos de etanşare în corpul barajelor de piatră: *a* - nucleu central, *b* - nucleu uşor deplasat spre amonte, *c* - mască; *1* - material de etanşare, *2* - filtre inverse, *3* - prism de piatră, *4* - protecţie de piatră.

– execuţie independentă a prismului de piatră care nu mai este dependent de nivelul depunerilor în elementul de etanşare ca în cazul nucleului.

Dezavantajele principale ale măştilor pământoase de etanşare sunt următoarele:

– înrăutăţirea condiţiilor de stabilitate a taluzului amonte al barajului prin plasarea în zona lui a unui material cu unghi redus de frecare interioară; aceasta conduce la reducerea înclinării taluzului amonte cu efecte de creştere a volumului total de umplutură;

– stabilitatea mai scăzută a măştii la coborârea rapidă a nivelului în lac;

– reducerea relativă a rezistenţei la alunecare şi la infiltraţii pe suprafaţa de contact mască-teren de fundare datorita unor presiuni mai mici decât cele de la baza nucleelor.

Dezavantajele măştilor de etanşare au orientat preferinţele proiectanţilor către soluţiile de etanşare cu nuclee. Grosimea nucleelor se alege din condiţia de asigurare a etanşeităţii corpului barajului, ea depinzând de calitatea materialului pământos de etanşare. În mod obişnuit gradienţii hidraulici medii în nucleu trebuie să fie mai mici de 2,4...2,7 în secţiune curentă şi 2,2...2,5 la bază. Când nucleul are la bază o lăţime mai mică decât înălţimea barajului, prezenţa lui nu are influenţe importante asupra pantelor exterioare ale barajului şi se consideră că nucleul este subţire (fig. 5.166,*a*). Dacă nucleul are la bază o lăţime mai mare de 1,5 *H* (*H* este

înălţimea barajului), el influenţează asupra mărimii pantelor barajului şi se numeşte nucleu gros (fig. 5.166,*b*). Alegerea proporţiilor de material de umplutură sau de piatră în corpul barajului depinde în mare măsură şi de preţul de cost al acestor materiale.

Nucleul subţire oferă avantajul unei rate mai ridicate de disipare a presiunii apei din pori, zonele de filtre fiind situate la distanţe mai mici. Un nucleu mai gros este mai rezistent la fisurare şi la eroziune internă.

Elementele pământoase de etanşare sunt protejate la ambele feţe cu filtre inverse. Filtrul de la faţa aval îndeplineşte simultan şi funcţia de dren. Siguranţa barajelor din umpluturi depinde în mare măsură de realizarea corectă a sistemelor filtru invers sau filtru invers-dren. Masca de material pământos este acoperită de asemenea pe faţa amonte cu un strat de piatră care o protejează împotriva acţiunii de spălare a valurilor şi măreşte gradul de stabilitate la alunecare a taluzului amonte.

În cadrul punctului 5.1.3 s-au prezentat mai multe date despre barajul Esmeralda ($H = 237$, Columbia) şi Gura Apelor ($H = 168$ m, România), ambele etanşate cu nuclee din materiale pământoase. Alte exemplificări se vor face în continuare.

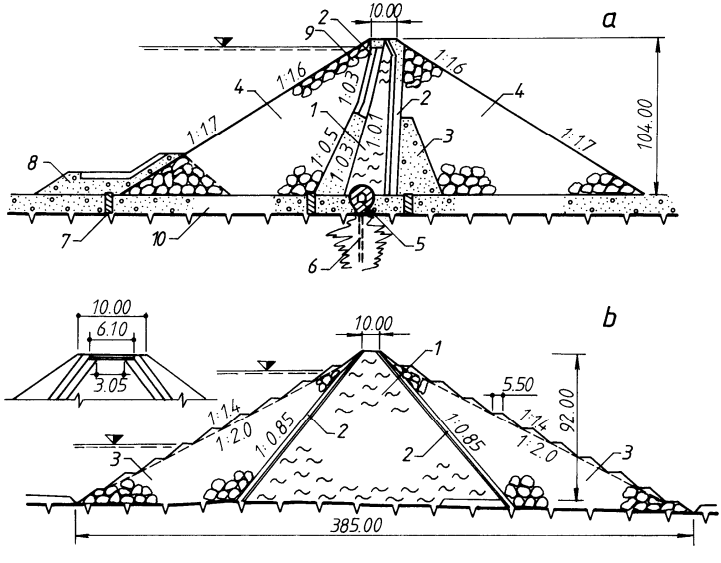


Fig. 5.166. Tipuri de nuclee de la barajele de piatră; *a* - nucleu subţire la barajul Tikveş; *1* - nucleu de material argilos, *2* - filtre, *3* - piatră mică de carieră, *4* - anro–camente, *5* - galerie de injecţii şi vizitare, *6* - voal de etanşare, *7* - chesoane, *8* - batar–dou, *9* - rip rap, *10* - aluviuni; *b* - nucleu gros la barajul Watauga: *1* - umplutură impermeabilă, *2* - filtre, *3* - piatră de carieră.

Barajul Vidra ($H = 124$ m, România) (fig. 5.167) din piatră cu nucleu din material argilos a fost construit în perioada 1970-1975. Roca de bază în amplasament este alcătuită din gnaisuri de Vidra cu intercalaţii reduse de paragnaise, micaşisturi şi pegmatite. În versantul drept roca este pronunţat alterată pe o adâncime de 30...50 m. Infiltraţiile sub presiune din lac, în timp ar fi putut înrăutăţi şi mai mult calitatea rocii din versantul drept. Pentru prevenirea acestor efecte negative, în versantul drept, în aval de nucleul de etanşare s-a executat un sistem de drenaj, constituit din două galerii şi o perdea de drenuri forate la 5 m distanţă, care debuşează în galerii. În restul amprizei roca este de foarte bună calitate.

În alcătuirea secţiunii transversale a barajului se disting următoarele zone de material din amonte spre aval (fig. 5.167,*b*): un strat de protecţie din bolovani, prism de anrocamente vibrocompactate în straturi de 2,00 m, zona de trecere din material aluvionar 0...300 mm, filtru de material aluvionar sortat 0...40 mm, nucleu argilos uşor înclinat spre amonte, filtru similar cu cel din amonte, zonă de trecere identică cu cea din amonte, prism de anrocamente vibrocompactat în straturi de 1,00 m grosime spre nucleu şi de 2,00 m spre aval, cu amenajarea suprafeţei paramentului aval.

Nucleul din material argilos are conţinutul de argilă (particule mai mici de 80 μ) între 10....40% şi coeficientul de permeabilitate $K = 4 \cdot 10^{-7}...10^{-9}$ cm/s. Materialul cu conţinut mai bogat în argilă ($\geq$ 30%), având plasticitate mai mare, s-a plasat în zonele de contact nucleu-fundaţie. Materialul cu conţinut mai redus de argilă (10...20%), având rigiditate relativă mai mare a alcătuit corpul de bază al nucleului. Materialul pentru nucleu s-a extras dintr-o balastieră amplasată în chiuveta lacului, la 7 km amonte de baraj. Gradul de umiditate al materialului argilos la punerea în operă s-a situat în zona de optim, respectiv $w\% = 16...19\%$.

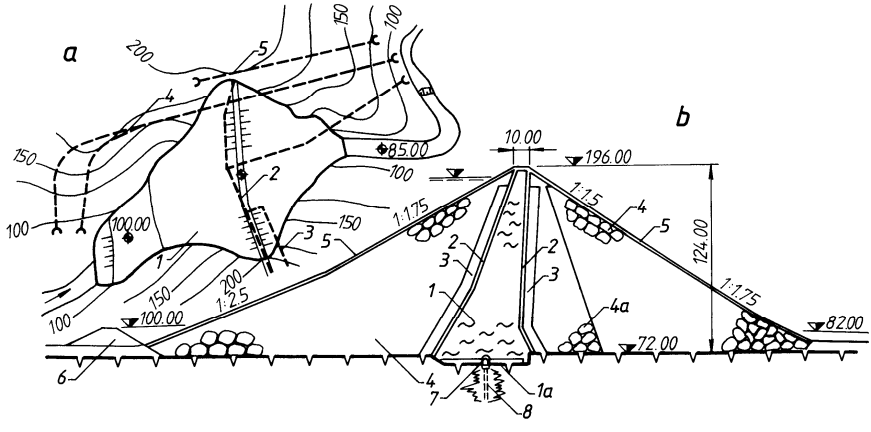


Fig. 5.167. Barajul Vidra: *a* - vedere în plan: *1* - corp baraj, *2* - galerie de vizitare şi injecţii, *3* - galerie de drenaj, *4* - galerie de deviere şi golire de fund, *5* - descărcător; *b* - secţiune transversală: *1* - nucleu de material argilos, *1,a* - argilă de contact, *2* - filtru I, *3* - filtru II, *4* - anrocamente cu dimensiunea maximă 2,00 m, *4,a* - anrocamente cu dimensiunea maximă 1,00 m, *5* - anrocamente de protecţie, *6* - batardou, *7* - galerie de vizitare şi injecţii, *8* - voal de etanşare.

Piatra pentru prismele laterale s-a extras dintr-o carieră de gnaise, situată pe o vale laterală la 2 km aval de baraj. Transportul materialelor din carieră în baraj s-a făcut cu autobasculante de mare capacitate (60 t).

Barajul are o formă uşor arcuită în plan (R = 900 m) care reduce riscul de fisurare şi favorizează autoînchiderea fisurilor eventuale din nucleu.

Barajul Cerna (fig. 5.168) situat pe râul Cerna în aval de confluenţa cu Valea Iovanului este constituit de fapt din două baraje care închid cele două văi existente în amplasament: barajul principal şi barajul de închidere [86].

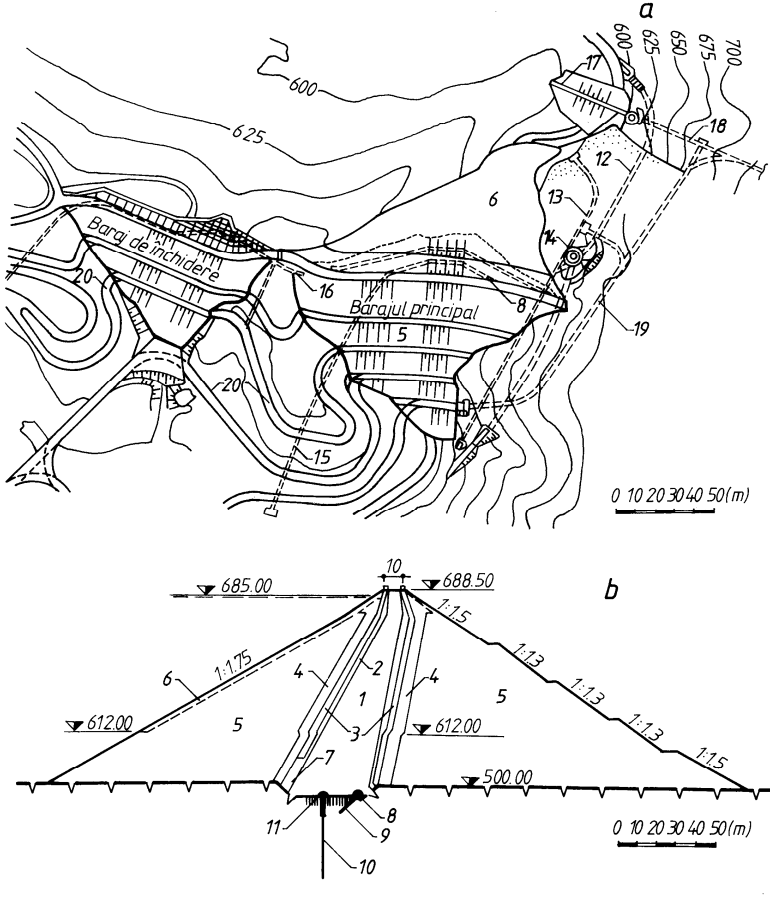


Fig. 5.168. Barajul Cerna: *a* - plan de situaţie, *b* - secţiune tip baraj principal; *1* - nucleu de argilă, *2* - filtru I, balast sortat 0-7 mm, *3* - filtru II, balast sortat 7-250 mm, *4* - zonă de tranziţie, *5* - anrocamente, *6* - protecţie din anrocamente, 7 - filtru III de balast natural 0...300 mm, *8* - galerie de vizitare şi drenaj, *9* - foraje de drenaj, *10* - voal de etanşare, *11* - injecţii de umplere-consolidare, *12* - galerie de deviere, *13* - golire de fund, *14* - descărcător pâlnie, *15* - galerie de evacuare si acces, *16* - galerie de drenaj, *17* - batardou amonte, *18* - aducţiune hidroenergetică, *19* - galerie de acces la casele de vane, *20* - drumuri tehnologice.

Barajul principal ($H_{\max} = 110{,}5\,\text{m}$, $L_c = 342\,\text{m}$) este din anrocamente cu nucleu din material argilos uşor înclinat spre amonte. Barajul este uşor curbat în plan în vederea reducerii riscului de fisurare a nucleului.

Roca de bază pe care este fundat barajul este alcătuită din granite de Cerna şi paragneise; depozitele acoperitoare au grosimi de 1...2 m. Amplasamentul în treimea superioară a versantului drept este traversat de o falie majoră care separă autohtonul cambrian de pânza getică.

Barajul de închidere cu pante de 1:1,3 la ambele paramente este tot din anrocamente dar etanşat cu mască de beton armat. El are înălţimea maximă de 32 m şi lungimea la coronament de 266 m. Barajul este fundat pe paragneise din pânza getică, iar depozitele acoperitoare ating grosimi de 1...3 m. Amplasamentul barajului de închidere, ca şi al celui principal, se caracterizează ca foarte dificil din punct de vedere morfologic şi geologic.

Evacuarea viiturilor este asigurată de un descărcător pâlnie, cu puţ şi galerie de evacuare subterane, amplasat pe versantul stâng. Capacitatea de evacuare a descărcătorului este 940 m^3/s. Capacitatea maximă de evacuare a golirilor de fund este de 120 m^3/s. În casa vanelor golirii de fund este instalată o microhidrocentrală care uzinează debitul de servitute (0,25 m^3/s).

Volumul total de umpluturi al ambelor baraje este de circa 2.800.000 m^3. Volumul util al lacului realizat este de $120 \cdot 10^6$ m^3. Construcţia având folosinţe complexe (hidroenergetice, alimentări cu apă, irigaţii, agrement) a intrat în exploatare în 1978.

În categoria barajelor de piatră etanşate cu măşti din material argilos, pentru exemplificare în figura 5.169 se prezintă profilul tip al barajului Miboro (Japonia, $H_{\max} = 131\,\text{m}$, $L_c = 405\,\text{m}$).

Fundaţia barajului este alcătuită din cuarţite şi porfirite fisurate, cu incluziuni de granit. Pentru etanşarea contactului între masca din material argilos şi fundaţie s-au executat dinţi de beton, două rânduri de foraje pentru perdele de injecţii şi o galerie de vizitare şi injecţii.

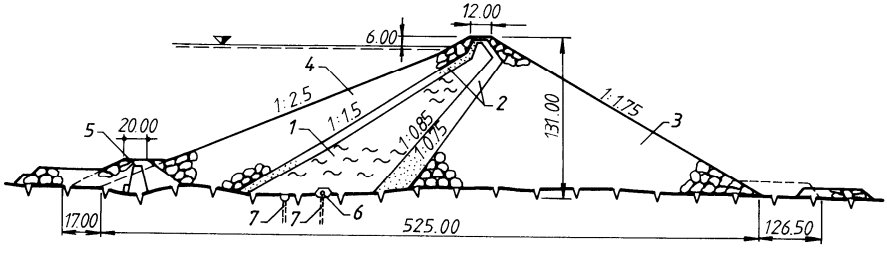


Fig. 5.169. Barajul Miboro - secţiune transversală; *1* - mască din material argilos, *2* - zone de tranziţie, *3* - anrocamente, *4* - protecţie din piatră, *5* - batardou, *6* - galerie de vizitare şi injecţii, *7* - perdele de etanşare.

Masca de etanşare are o înclinare de 1:1,50 la faţa amonte şi 1:0,85 la faţa aval, fiind încadrată de filtre de nisip şi pietriş, care fac tranziţie la zonele din anrocamente. Această soluţie constructivă s-a ales pentru a se putea realiza un element pământos de etanşare mai gros, fără mărirea volumului total al barajului. Deoarece în această dispoziţie, faţa amonte a prismului aval de anrocamente este abruptă (1: 0,75), pentru asigurarea stabilităţii corpului de anrocamente în timpul execuţiei, în această zonă s-a executat un strat de zidărie uscată. Faţa amonte a măştii este protejată împotriva acţiunii de eroziune a valurilor cu un strat de bolovani. Acest prism de bolovani are de asemenea efecte de creştere a stabilităţii la alunecare a taluzului amonte al barajului, amplasamentul fiind situat într-o zonă cu activitate seismică ridicată.

5.9.2. Baraje în văi înguste

În văile înguste flancate de versanţi rezistenţi cele mai avantajoase soluţii de barare sunt în general barajele arcuite. Totuşi, în cazul unor versanţi puternic tectonizaţi sau prezentând roci alterate până la adâncimi mari, soluţia cu baraj arcuit poate necesita unele măsuri tehnice dificile şi costisitoare: excavaţii adânci, ancorări în roci etc. În asemenea situaţie o soluţie alternativă de baraj din umpluturi se impune a fi analizată comparativ.

Principalul avantaj al unui baraj de umpluturi atunci când se compară cu unul arcuit este volumul lui relativ de aproximativ 10 ori mai mare, care activează o suprafaţă mult mai mare din fundaţie (albie şi versanţi) la preluarea încărcării hidrostatice. În consecinţă eforturile unitare pe terenul de fundaţie se reduc considerabil. Umpluturile au de asemenea un efect de stabilizare a versanţilor barajului [87].

În aceste condiţii, mai ales în ultimile decenii, în unele văi înguste, soluţiile de baraje din umpluturi au fost preferate celor arcuite. În tabelul 5.24 se prezintă câteva exemple mai reprezentative de baraje din umpluturi construite în văi înguste (chei).

Efectele tridimensionale sunt importante în caracterizarea comportării barajelor din umpluturi realizate în văi înguste. O primă discuţie asupra acestui subiect s-a făcut în paragraful 3.3 din volumul I (v. fig. 3.18). Analizele tridimensionale prin metoda elementelor finite sunt cele mai recomandabile pentru evaluarea comportării acestor baraje [88], dar uneori ele pot fi înlocuite prin analize bidimensionale echivalente [87].

Văile înguste au în general efecte pozitive de îmbunătăţire a stabilităţii la alunecare a taluzelor barajelor de umpluturi. Totuşi transferul prin "efectul de arc" a unei părţi din greutatea proprie a barajului către versanţi, conduce la reducerea eforturilor verticale de compresiune din zona centrală a barajului. Dacă valorile eforturilor verticale de compresiune în elementul de etanşare devin mai mici decât valorile punctuale corespondente ale presiunii apei atunci se poate produce temutul fenomen de fracturare hidraulică a nucleului pământos. De asemenea, pe direcţie

longitudinală lângă versanţi pot să apară eforturi orizontale de întindere generând fisuri transversale adânci în elementul de etanşare.

Tabelul 5.24

Numele barajului	Ţara	Anul încheierii construcţiei	Înălţime maximă H [m]	Lungime la coronament L_c [m]	L_c/H	Tipul barajului	Tipul etanşării	Forma văii
Chivor	Columbia	1975	237	310	1,30	E/R	nucleu înclinat	V
Gollillas	Columbia	1978	120	110	0,92	R	mască bet.armat	V
Chicoasen	Mexico	1980	240	306	1,28	E/R	nucleu central	U
Guavio	Columbia	1989	246	380	1,54	E/R	nucleu înclinat	V/U
Dabaklamm	Austria	Proiect	220	330	1,50	E/R	nucleu central	V
Gura Apelor	România	Parţial 1976	168	460	2,74	E/R	nucleu central	V

E - pământ R - anrocamente

Poziţia elementului de etanşare are un rol esenţial în transferul încărcării din apă către fundaţie. Dacă elementul de etanşare este la paramentul amonte, întreg corpul barajului participă la preluarea şi transferul către fundaţie a încărcării din apă. Dacă barajul este prevăzut cu nucleu, atunci numai elementul de etanşare + prismul aval sunt activate la preluarea şi transferul încărcării din apă.

Schöber şi Hupfaul [87] prezintă un interesant studiu asupra efectelor tridimensionale în comportarea barajului Dabaklamm aflat în faza de proiectare (fig. 5.170). Barajul cu înălţimea maximă de 220 m este din piatră cu nucleu argilos subţire, central de etanşare. Prismul amonte este fundat pe depozitele aluvionare compresibile care acoperă roca de bază.

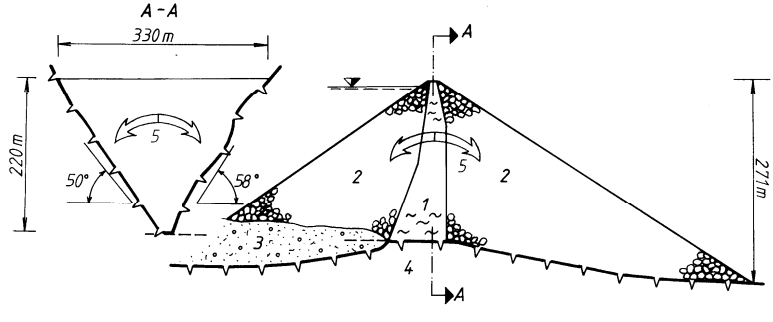


Fig. 5.170. Barajul Dabaklamm (proiect) [87]: *1* - nucleu din material argilos, *2* - prisme de piatră, *3* - depozite aluvionare, *4* - rocă de fundare, *5* - efectul de arc.

Studiul s-a efectuat pe model fizic la scara 1:176, constituit din nisip de barită şi prin calcule cu metoda elementelor finite. Calculele s-au efectuat în secţiunile transversale prin baraj şi respectiv prin vale. Efectele tridimensionale de comportare a barajului au fost calculate prin metoda egalării deplasărilor în punctele de intersecţie la faţa amonte a nucleului din secţiunea centrală a barajului, cu trei secţiuni orizontale prin baraj dispuse în elevaţie (fig. 5.171). Suma încărcărilor pe profilul transversal şi fâşiile orizontale corespunde forţei totale din presiunea hidrostatică.

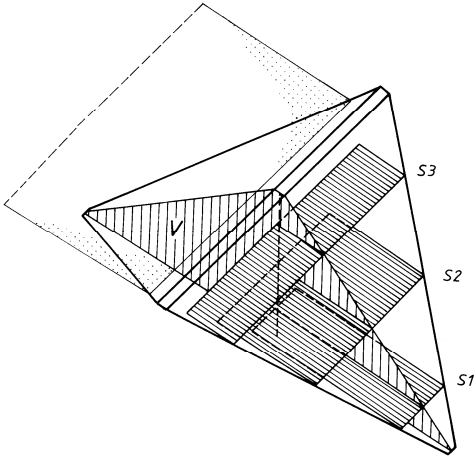


Fig. 5.171. Schemă pentru modelarea comportării tridimensionale a barajului Dabaklamm prin egalarea deplasărilor la intersecţiile dintre profilul transversal (V) şi fâşiile orizontale (S_1, S_2, S_3) [87].

În figura 5.172 sunt ilustrate eforturile verticale în axul văii din greutatea proprie a barajului. Analiza a fost efectuată prin metoda elementelor finite în secţiunea transversală prin vale. Caracteristicile materialelor de umplutură utilizate în calcule au corespuns celor determinate în laborator şi sunt prezentate în tabelul 5.25.

Tabelul 5.25

Parametri caracteristici	**Unităţi de măsură**	**Prisme laterale**	**Nucleu pământos**	**Depozite aluvionare**
Greutate volumetrică	kN/m^3	24	24	24
Coeficient Poisson	-	0,3	0,3	0,3
Modul de elasticitate	MN/m^2	170...330	170...330	170...330
Unghi de frecare interioară	(grade)	43	40	38
Coeziune	kN/m^2	10	10	5
Unghi de frecare cu versanţii	(grade)	37	37	37

Studiile parametrice au relevat în variaţiile în limitele probabile ale rigidităţilor materialelor de umplutură nu conduc la modificări semnificative în distribuţia eforturilor, iar coeficientul Poisson are influenţă numai asupra efor–turilor orizontale.

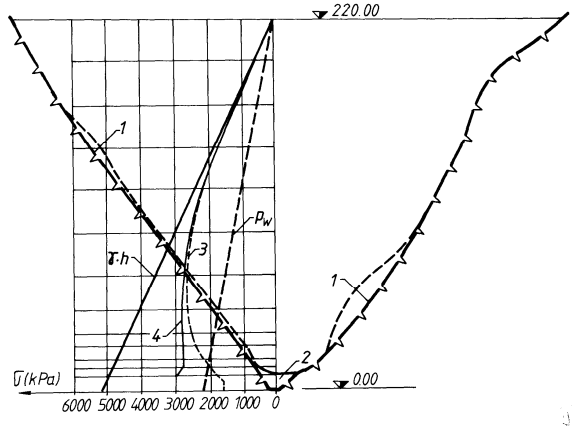


Fig. 5.172. Barajul Dabaklamm - eforturi verticale (σ_y) în axul văii din greutatea proprie a barajului; *1* - excavaţii de geometrizare a văii, *2* - beton de umplutură, *3* - eforturi σ_y fără măsurile constructive *1*, *2*, *4* - idem cu măsurile constructive *1* şi *2* [87].

Forma văii are o influenţă considerabilă asupra mărimii eforturilor verticale, mai ales în jumătatea inferioară a barajului. Netezirea proieminenţelor văii prin excavaţii şi umplerea depresiunilor cu beton pentru obţinerea unei forme regulate concave are efecte favorabile de creştere relativă a eforturilor verticale şi în consecinţă de reducere a riscului de fracturare hidraulică a nucleului.

În ipoteza lacului plin, presiunea hidrostatică aplicată pe faţa amonte a nucleului produce deplasări ale profilului barajului spre aval. În urma deplasărilor, pe interfaţa prism amonte-nucleu se creează condiţii pentru presiunea activă a pământului, iar pe interfaţa nucleu-prism aval, condiţii pentru cea pasivă. În cazul analizei tridimensionale deplasările orizontale produse de umplerea lacului ajung la valori de maximum 40% din corespondentele lor determinate prin analiza bidimensională în profilul transversal al barajului. Rezultatele au fost confirmate şi de măsurătorile pe modelele fizice.

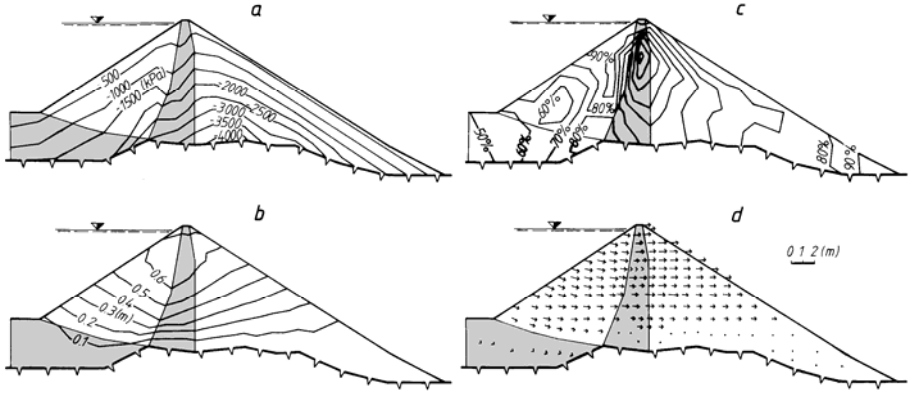


Fig. 5.173. Barajul Dabaklamm - rezultate în analiza bidimensională la încărcarea din presiunea hidrostatică: *a* - linii de egal efort vertical (- compresiuni), *b* - linii de egală valoare a utilizării capacităţii de rezistenţă a materialului, *c* - linii de egală valoare a deplasărilor orizontale, *d* - vectorii deplasărilor nodale [87].

Rezultatele răspunsului în eforturi şi deplasări pe fâşia mediană S2 din încărcarea cu presiune hidrostatică obţinute în analiza echivalentă tridimensională, pun clar în evidenţă influenţa versanţilor asupra comportării barajului (fig. 5.174). Direcţiile eforturilor principale ilustrează formarea efectelor de arc pe orizontală (fig. 5.174,*a*), iar scăderea progresivă a deplasărilor către versanţi arată că influenţa versanţilor se extinde asupra comportării întregului corp al barajului (fig. 5.174,*c*,*d*).

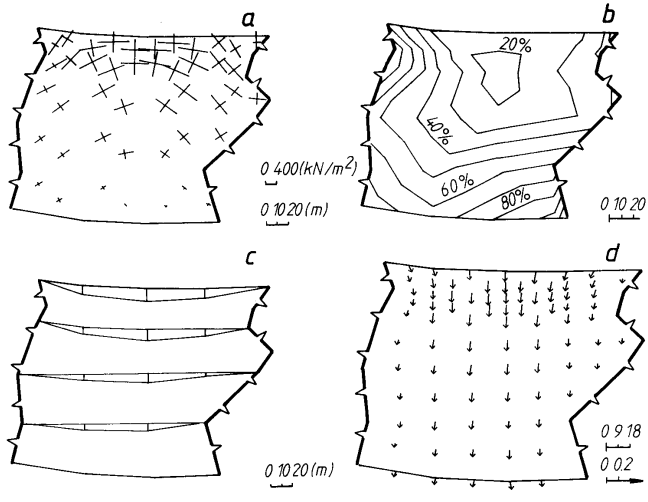


Fig. 5.174. Barajul Dabaklamm - Rezultate obţinute în analiza tridimensională pe fâşia S2 (v. fig. 5.171) din încărcarea cu presiune hidrostatică: *a* - axele eforturilor principale, *b* - linii de egală valoare a utilizării capacităţii de rezistenţă a materialului, *c* - deplasări orizontale pe direcţia văii, *d* - vectorii deplasărilor nodale.

Studiile parametrice realizate pentru barajul Dabaklamm au evidenţiat influenţa importantă a versanţilor şi formei văii asupra comportării barajului. Suprafeţele de contact între nucleul de material argilos si versanţi trebuie să fie cât mai omogene pentru a reduce riscul apariţiei unor deplasări diferenţiate excesive între nucleu şi prismele laterale. O formă concavă a văii conduce la creşterea eforturilor verticale din greutatea proprie a barajului în jumătatea lui inferioară. Compresibilitatea depozitelor aluvionare pe care s-a fundat prismul amonte al barajului are efect pozitiv prin creşterea nivelului de efort în nucleu.

Prişcu, Lefter şi Stematiu [88] analizează influenţa versanţilor asupra comportării barajului Râul Mare, care a fost prezentat mai înainte (v. fig. 5.16). Barajul de piatră cu nucleu de argilă este înscris într-o vale relativ îngustă ($L_c / H = 2{,}74$), iar versantul drept este foarte abrupt în comparaţie cu cel stâng. De asemenea, versantul drept alcătuit din şisturi cuarţitice are caracteristici mecanice superioare celui stâng, format din şisturi filitoase, sericitoase cu caracteristici mult mai slabe pe o înălţime de circa 100 m în zona lui superioară.

Calculele s-au făcut tridimesional şi bidimensional prin metoda elemen–telor finite cu programul de calcul SAPIV. Ansamblul baraj-teren de fundare s-a considerat ca un sistem continuu cu comportare liniar elastică şi nu s-au modelat fazele de execuţie ale umpluturii. În tabelul 5.26 se prezintă caracteristicile elastice ale materialelor, care au fost evaluate pe baza studiilor de teren şi laborator. De menţionat că pentru nucleul de argilă s-au avut în vedere două variante, una cu argilă naturală mai plastică şi a doua cu argilă amestecată cu balast, mai rigidă.

Tabelul 5.26

Materialul	**Greutate specifică [kN/m^3]**	**Modul de elasticitate [Mpa]**	**Coeficient Poisson**
Anrocamente	19,0	60	0,25
Filtre	20,5	72	0,25
Argilă naturală	17,8	15	0,30
Argilă cu balast	18,2	45	0,27
Rocă tip I (mal stâng, coronament)	-	10.000	0,19
Rocă tip II (mal drept, albie)	-	8.000	0,20
Rocă tip III (mal stâng)	-	1.700	0,24

În ipoteza lacului plin presiunea hidrostatică s-a aplicat pe faţa amonte a nucleului de argilă, considerat etanş. Efectele inundării prismului de anrocamente din amonte şi ale presiunilor hidrodinamice din infiltraţii au fost neglijate.

Diagramele de deplasări au evidenţiat tendinţa de deplasare a umpluturilor către centrul văii, cu caracter mai pronunţat pe versantul drept, în apropiere de umărul barajului.

În figurile 5.175, 5.176 şi 5.177 sunt ilustrate unele rezultate mai impor–tante privind distribuţia eforturilor în corpul barajului în ipotezele lac gol şi lac plin. Analizele au evidenţiat concentrări de eforturi care se produc în zona versantului drept, ca urmare a înclinării foarte mari şi în versantul stâng în zona de schimbare a caracteristicilor mecanice ale rocii de fundare.

În nucleu, zonele afectate de eforturi de întindere se situează în partea cea mai abruptă a versantului drept. Valorile maxime ale eforturilor de compresiune scot în evidenţă tendinţa de descărcare a zonei centrale a barajului către cei doi versanţi, cu efect mai pronunţat către versantul drept.

Diferenţe importante se constată între varianta cu nucleu din argilă cu balast şi varianta cu nucleu din argilă naturală. În cazul nucleului din argilă naturală, mult mai puţin rigidă, filtrele şi prismele laterale preiau în mare măsură solicitările acestuia, conducând la reducerea eforturilor principale de compresiune şi mai ales de întindere din nucleu.

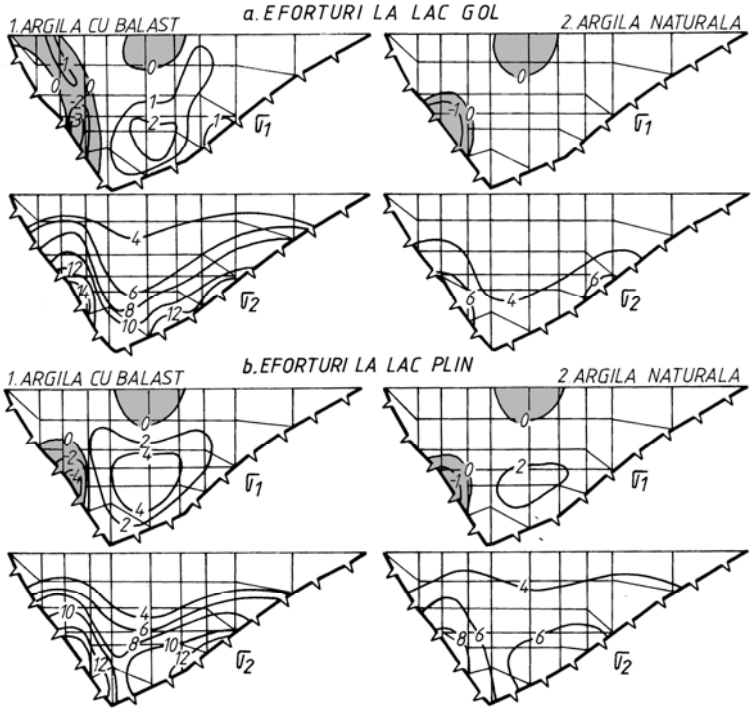


Fig. 5.175. Barajul Gura Apelor - Linii de egal efort principal σ_1 şi σ_3 în nucleul de argilă (în daN/cm^2, + compresiuni): *a* - lac gol, *b* - lac plin; *1* - argilă cu balast, *2* - argilă naturală [88].

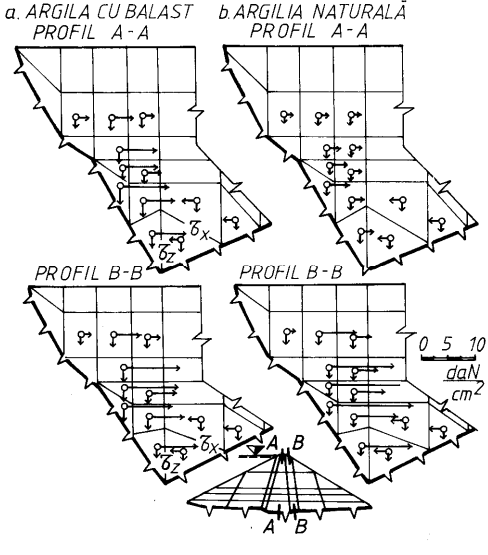


Fig. 5.176. Barajul Gura Apelor - Eforturi tangenţiale în nucleul de argilă în apropierea versantului drept: *a* - argilă cu

balast, *b* - argilă naturală [88].

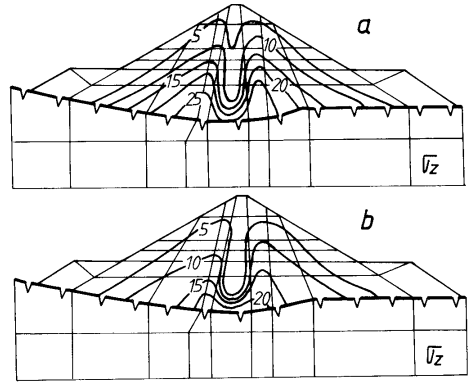


Fig. 5.177. Barajul Gura Apelor - Eforturi verticale (σ_v) în daN/cm^2 în profilul de înălţime maximă: *a* - calcul bidimensional, *b* - calcul tridimensional [88].

Calculele bidimensionale în profilul transversal de înălţime maximă a barajului au condus la creşteri ale deplasărilor de până la 150% şi ale eforturilor de până la 70...80% în comparaţie cu valorile corespondente din calculele tridimensionale. Ele reflectă influenţa mare a morfologiei şi geologiei ampla–samentului asupra comportării barajului Gura Apelor, influenţe care nu pot fi considerate decât în mică măsură în calculele bidimensionale.

5.9.3. Filtre şi drenuri granulare

Problema filtrelor inverse din punct de vedere a materialelor care le alcătuiesc a fost deja prezentată la punctul 5.2.3. În continuare se vor comenta unele concepţii noi asupra acestui subiect aşa cum rezultă din Buletinul ICOLD Nr. 95 [89].

Experienţa aplicării filtrelor la barajele din umpluturi a permis caracterizarea unui filtru ideal, care să reducă la minimum riscurile unor disfuncţionalităţi în exploatare sau a unor incidente şi accidente.

Aplicarea criteriilor clasice Terzaghi: $D_{15}/d_{85} < 4$ pentru îndeplinirea funcţiei de protecţie şi $D_{15}/d_{15} > 4$ pentru îndeplinirea funcţiei de permeabilitate (*d* se referă la granulele din stratul protejat şi *D* la cele ale filtrului) a condus uneori la experienţe negative. Tendinţa de alegere a unui filtru cu permeabilitate foarte apropiată de cea a materialului protejat (elementul de etanşare a barajului sau materialul din fundaţie) pentru a preveni eroziunea internă, poate genera presiuni mari în pori şi dificultăţi în evacuarea infiltraţiilor din sistem. În caz contrar, un filtru proiectat sau executat prea grosier (cu particule prea mari) în raport cu stratul pe care îl protejează, produce segregări pe contactul dintre cele două materiale. Fenomenul este cauzat de transportul excesiv de material fin din stratul protejat, în filtru. Filtrul ideal ar trebui să îndeplinească următoarele criterii [89]:

– evitarea segregării materialului în timpul fabricării, transportului sau punerii în operă (descărcare, împrăştiere, compactare); segregarea poate să se producă în special la interfaţa cu straturile adiacente;

– absenţa schimbărilor de granulometrie în timpul fabricării, transportului sau punerii în operă, respectiv în exploatare datorită ciclurilor de îngheţ-dezgheţ sau curgerilor prin infiltraţii; materialul din filtru trebuie să fie rezistent şi durabil;

– păstrarea în timp a caracteristicii de material necoeziv; materialul din filtru trebuie să nu se cimenteze ca urmare a unor acţiuni chimice, fizice sau biologice astfel încât să nu fie posibilă fisurarea lui chiar dacă zona adiacentă protejată de nucleu a fisurat sau a fost avariată;

– îndeplinirea stabilităţii interne a materialului, respectiv fracţiunea mai grosieră a materialului din filtru trebuie să satisfacă condiţiile funcţiei de protecţie pentru fracţiunea mai fină; materialele cu spectru granulometric larg sunt sensibile la segregare şi stabilitatea lor internă poate deveni o problemă serioasă;

– îndeplinirea funcţiei de permeabilitate astfel încât debitele infiltrate în sistem să fie evacuate rapid şi în siguranţă cu pierderi de sarcină mici; în proiect trebuie considerate scenariile cele mai pesimiste care includ fisurarea nucleului, fracturarea hidraulică sau segregarea lui;

– păstrarea sub control a debitelor şi amorsarea colmatării în cazul unor pierderi concentrate de apă prin nucleu.

În ultimii ani a devenit evident că aplicarea criteriilor tradiţionale (Terzaghi 1922, US Corps of Engineers, US Bureau of Reclamation 1947 şi altele) nu oferă îndrumări suficiente pentru proiectarea filtrelor adiacente pământurilor cu granulaţie fină, atât pentru cele intacte, cât şi pentru cele fisurate. Alte aspecte incerte sau controversate privesc stabilitatea internă atât a materialului protejat (nucleul), cât şi al celui din filtru.

În deceniul şase al secolului al XX-lea a existat o anumită tendinţă de înlocuire a filtrelor multiple cu granulometrie uniformă cu un filtru dintr-un singur strat dar mult mai lat şi cu granulometrie largă. Acest sistem era promovat pe considerentele că granulometria largă permite autocorectarea, că problema segregării nu este semnificativă şi că paralelismul între curbele materialelor de bază şi al filtrului este necesar. Multe incidente datorate eroziunii interne s-au produs din cauza acestui sistem, cele mai multe dintre ele putând fi evitate prin utilizarea filtrelor multiple cu granulometrie uniformă. În deceniul următor, al şaptelea, numeroşi cercetători au studiat interacţiunea dintre materialul de bază (protejat) cu caracteristici variabile şi filtrele granulare.

Nucleul de argilă al barajului Balderhead s-a fisurat şi a suferit eroziuni interne în 1967. S-a observat o segregare a particulelor erodate iar filtrul nu reţinea particulele mai fine care îl traversau. Bazaţi pe aceste observaţii, Vaughan şi Soares [90] au propus un filtru "perfect" proiectat ca să reţină cele mai mici particule care ar putea circula pe durata procesului de eroziune. Cele mai mici particule într-un pământ de bază sunt aglomeratele de particule de argilă (flocule de argilă). În consecinţă, un filtru "perfect" din nisip necoeziv ar trebui să reţină aceste flocule de argilă. Vaughan şi Soares au constatat existenţa unei relaţii între dimensiunea

particulei reţinută de un filtru şi permeabilitatea lui. Astfel, ei sugerează introducerea criteriului de permeabilitate pentru a cuantifica perfor–manţele unui filtru ca alternativă la criteriul curbei lui granulometrice. În figura 5.178 se prezintă rezultatele experimentale care au condus la stabilirea relaţiei între particula reţinută şi permeabilitatea filtrului.

Permeabilitatea filtrului poate fi determinată prin teste de laborator sau ca o primă aproximaţie cu relaţia propusă de Sherard [91]:

$$k = 3500\ D_{15}^2 \quad , \tag{5.127}$$

unde k este permeabilitatea în m/s, iar D_{15} este diametrul ochiurilor sitei prin care trec 15% din greutatea tuturor particulelor care alcătuiesc filtrul. De remarcat că permeabilitatea se schimbă rapid cu conţinutul de fin, iar factorul mediu 3500 a fost ales dintr-un domeniu de la 2000 la 6000 conform testelor de laborator.

Criteriul propus de Vaughan şi Soares este sever iar permeabilitatea nu este un parametru practic care să fie controlat sau confirmat în teren. În plus, filtrele cu permeabilitate scăzută pot prezenta o anumită coeziune.

Cercetări largi efectuate de Sherard şi alţii în laboratoarele Serviciului de Conservare a Solului din SUA (USDA SCS) au condus la stabilirea unor criterii de proiectare pentru filtre, care se prezintă în sinteză în tabelul 5.27. Aceste criterii se aplică şi în normele US Bureau of Reclamation din anul 1987 [89].

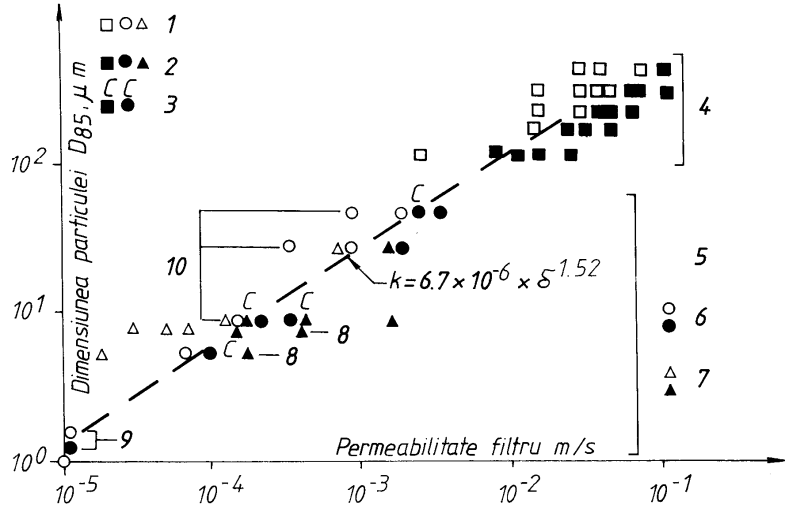


Fig. 5.178. Relaţia între dimensiunea particulelor reţinute şi permeabilitatea filtrului [90]: *1* - filtru efectiv, *2* - filtru neeficient, *3* - colmatare, *4* - teste cu filtru monogranular, *5* - teste de suspensii, *6* - filtru monogranular, *7* - filtru cu granulometrie multiplă, *8* - argile floculate, *9* - argilă dispersivă de Londra, *10* - particule de cuartz.

Tabelul 5.27

Categoria pământului de bază (protejat)	**Descrierea pământului de bază şi procentul mai fin decât sita No.200 (0,075 mm)**	**Criterii pentru filtru***
1	Prafuri fine şi argile ≥ 85% fracţiune sub 0,075 mm	$0{,}2\text{mm} \le D_{15} \le 9\, d_{85}$
2	Nisipuri, prafuri, argile, nisipuri argiloase şi prăfoase 40 % ≤ fracţiune sub 0,075mm ≤ 85%	$D_{15} \le 0{,}7$ mm
3	Nisipuri prăfose şi argiloase şi pietrişuri 15 % ≤ fracţiune sub 0,075mm ≤ 39%	$0{,}7\,\text{mm} \le D_{15} \le \frac{40-A}{40-15}\left(4d_{85}-0{,}7\,\text{mm}\right) + 0{,}7\,\text{mm}$**
4	Nisipuri şi pietrişuri ≤ 15 % fracţiune sub 0,075mm	$D_{15} \le 4\, d_{85}$

* Filtrele au particula maximă de 74 mm şi maximum 5% trecând prin sita No.200. Pentru a avea permeabilitate suficientă, dimensiunea D_{15} a filtrului trebuie să fie $\ge 4\, d_{15}$ dar nu mai mică decât 0,1 mm.

** *A* reprezintă procentul în greutate de material care trece prin sita No.200 pentru oricare dintre granulometriile testate.

Alte analize teoretice şi cercetări experimentale efectuate în special de Kenney et al. [89] au condus la conceptul de dimensiune de control a îngustării. Acest parametru (D_c^*) este definit ca dimensiunea maximă posibilă a particulei care poate fi transportată printr-un filtru de o lăţime dată. Lăţimea filtrului nu este un parametru semnificativ pentru că lăţimea în practică a filtrelor depăşeşte mult lăţimea cerută pentru realizarea filtrării.

Dimensiunea de control a îngustării este foarte puţin dependentă de forma curbei granulometrice şi grosimea filtrului, dar depinde de granulometria părţii fine a filtrului, conform relaţiei:

$$D_c^* \le 0{,}25\, D_5 \quad \text{şi} \quad D_c^* \le 0{,}20\, D_{15}\,, \tag{5.128}$$

unde D_5 şi D_{15} corespund diametrelor ochiurilor sitelor prin care trec 5% şi respectiv 15% din greutatea tuturor particulelor care alcătuiesc filtrul.

Conceptul D_c^* se aplică la proiectarea filtrelor pentru pământuri fără coeziune, cu coeficient de uniformitate mai mic decât 6. Experimentele nu au inclus pământuri cu coeficienţi de uniformitate mai mari decât 6 şi nu sunt aplicabile pentru pământuri de bază coezive.

Kenney şi Lau au cercetat de asemenea stabilitatea internă a materialelor granulare.

Cercetările au aratat că probe având diverse curbe granulometrice traversate de un curent de apă au pierdut particule fine, deci au putut fi considerate instabile iar altele nu au avut asemenea pierderi de particule fine, deci au fost stabile. Autorii definesc graniţa între comportarea stabilă şi instabilă şi propun folosirea acestei metode pentru evaluarea stabilităţii interne a unui material dat. Relaţia care defineşte graniţa are forma :

$$H = 1{,}3\,F\,, \tag{5.129}$$

unde H este procentul în greutate dintre două dimensiuni ale particulelor: d şi $4d$, iar F este procentul în greutate de material mai fin.

Relaţia (5.129) a fost considerată prea conservativă şi în 1985 Kenney a recomandat înlocuirea ei cu relaţia:

$$H = F\quad . \tag{5.130}$$

În figura 5.179 se ilustrează aplicarea metodei Kenney-Lau pentru caracterizarea a două pământuri [92]. În cazurile când curba de formă a materialului se situează deasupra liniei de graniţă definită de Kenney-Lau (fig. 5.179,*b*) pentru $F < 20\%$, unele migrări interne sunt probabile să se producă. Pământul reprezentat cu linii întrerupte este stabil iar cel cu linie întreruptă şi punct este instabil, pentru că în zona menţionată ($F < 20\%$) se situează permanent deasupra liniei de graniţă.

O schemă bloc posibilă, după Lafleur et al. [92], pentru proiectarea filtrelor granulare se prezintă în figura 5.180. Data fundamentală este curba granulometrică a stratului de bază (stratul protejat). În schemă se poate remarca separarea secvenţelor de alegere a filtrului pentru materialele necoezive şi respectiv coezive.

Considerabile cercetări asupra alegerii filtrelor în condiţii de curgere atât perpendicular, cât şi paralel cu interfaţa filtru-strat protejat au desfăşurat Brauns et al. [93].

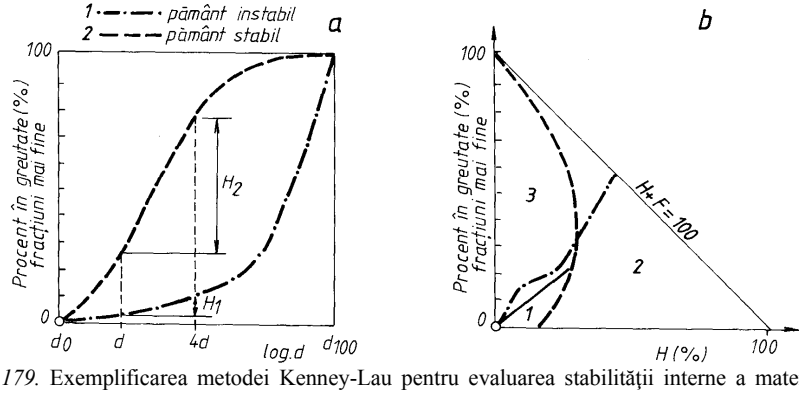


Fig. 5.179. Exemplificarea metodei Kenney-Lau pentru evaluarea stabilităţii interne a materialelor granulare [92]: *a* - curbă granulometrică, *b* - curbe de formă (H, F – v. text); *1* - linia de graniţă (H=1,3 F), *2* - zona pământuri stabile, *3* - zona pământuri instabile.

Analizele mecanismului de filtrare s-au dezvoltat atât pe baze teoretice, cât şi experimentale. În figura 5.181 sunt ilustrate criteriile de alegere a filtrului stabilite pe baze probabilistice şi propuse de Brauns şi Witt.

Unele reguli frecvent acceptate în practica actuală a proiectării filtrelor granulare sunt comentate în continuare. Înainte de proiectarea filtrului, o analiză cuprinzătoare a compoziţiei granulometrice a stratului de bază (stratul protejat) este strict necesară. Această analiză trebuie să stabilească dacă materialul are compoziţie granulometrică multiplă şi este susceptibil de a prezenta instabilitate internă. Stabilitatea internă a materialului de bază poate fi evaluată după metoda Kenney-Lau, care a fost prezentată mai înainte.

Îndeplinirea de către filtre a funcţiei de protecţie, inclusă prin criteriul de stabilitate internă sau stabilitate la antrenare hidrodinamica (sufozie), este general acceptată. Soluţiile cele mai frecvente pentru îndeplinirea acestei funcţii sunt următoarele:

– folosirea unor filtre de nisip sau nisip-pietriş cu dimensiunea granulei maxime de 12,7...19,0 mm şi conţinând 55...80% material care trece prin sita No. 4, pentru protecţia umpluturilor impermeabile sau a fundaţiilor din pământuri cu fracţiuni fine; materialul din filtre trebuie să aibă o granulometrie echilibrată între granula maximă şi nisipul fin, având un conţinut de maximum 5% care trece prin sita No. 200;

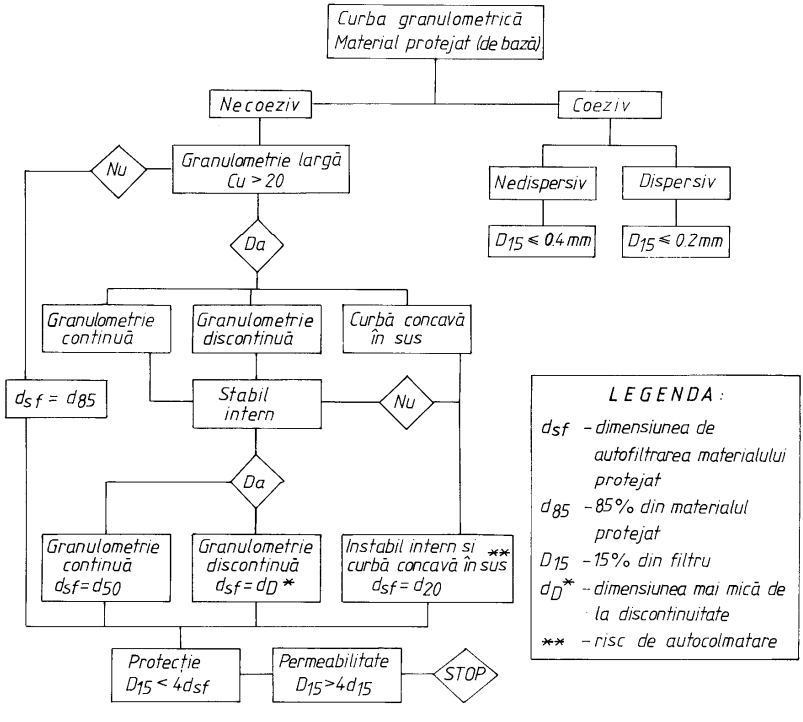


Fig. 5.180. Schemă bloc pentru proiectarea filtrelor, propusă de Lafleur et al. [92].

– folosirea relaţiilor clasice Terzaghi sau US Army Corps of Engineers:

$$D_{15} / d_{85} < 4 \ \ldots \ 5 \tag{5.131}$$

după efectuarea unor corecţii corespunzătoare a curbei granulometrice a materia–lului de protejat;

– folosirea procedeului elaborat de Sherard et al. US SCS şi care a fost prezentat mai înainte.

În cazul unor proiecte majore sau a folosirii unor materiale particulare se recomandă efectuarea unor testări de filtre în laborator pentru alegerea unei soluţii optime. Asemenea testări se recomandă şi în cazul pământurilor dispersive.

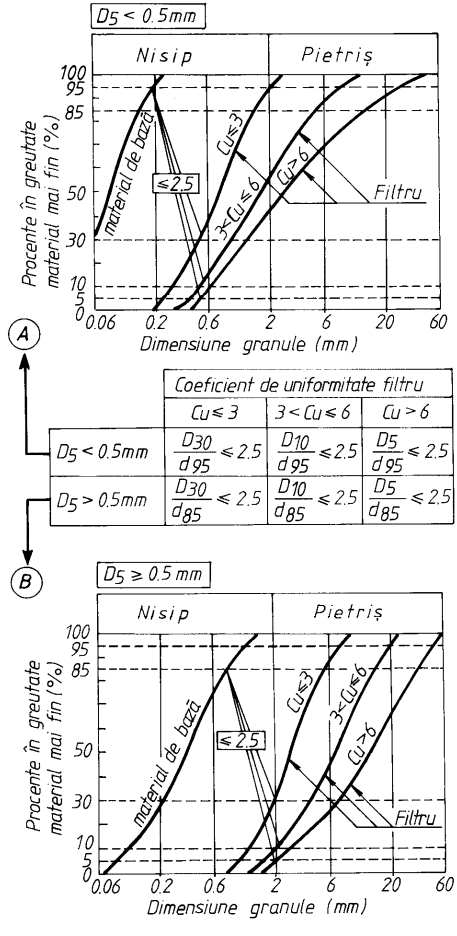


Fig. 5.181. Criterii de alegere a filtrelor stabilite prin analize probabilistice de Brauns şi Witt [93].

Filtrul trebuie să permită evacuarea infiltraţiilor din umplutura adiacentă sau fundaţie fără producerea unor presiuni excesive ale apei în pori. În mod curent

această funcţie cunoscută sub forma criteriului de permeabilitate se consideră îndeplinită dacă se respectă clasicele relaţii Terzaghi sau US Army Corps of Engineers:

$$D_{15} / d_{15} > 4 \dots 5 \qquad (5.132)$$

Relaţia (5.132) asigură un raport între permeabilitatea filtrului şi cea a stratului protejat de circa 20, fiindcă permeabilitatea variază aproximativ cu pătratul lui D_{15}. Suplimentar la criteriul de mai înainte US SCS introduce condiţia ca D_{15} să nu fie mai fin decât 0,1 mm.

Cantităţi minime de praf sau de argilă pot reduce drastic permeabilitatea nisipurilor (fig. 5.182). De asemenea permeabilitatea descreşte în raport cu creşterea coeficientului de uniformitate C_u (fig. 5.183). În aceste condiţii o limitare a procentului de material care trece prin sita No. 200, determinat pe probe de material luate după compactare, ar trebui specificat clar în normele de proiectare a filtrelor. Cel mai frecvent, acest procent se limitează la maximum 5%.

Existenţa unei capacităţi de descărcare capabilă să conducă sigur apele infiltrate prin corpul barajului către piciorul aval sau la o zonă permeabilă adiacentă fără creşteri excesive ale presiunii apei din pori este vitală pentru siguranţa barajului. În proiectarea sistemelor de drenaj trebuie să fie considerate scenariile cele mai pesimiste care includ fisurarea nucleului, fracturarea hidraulică sau segregarea nucleului.

Relaţia cea mai simplă de a analiza curgerea în filtre sau drenuri, după ce rata potenţială a curgerii a fost estimată, este legea lui Darcy în forma:

$$Q\, i = kA\,, \qquad (5.133)$$

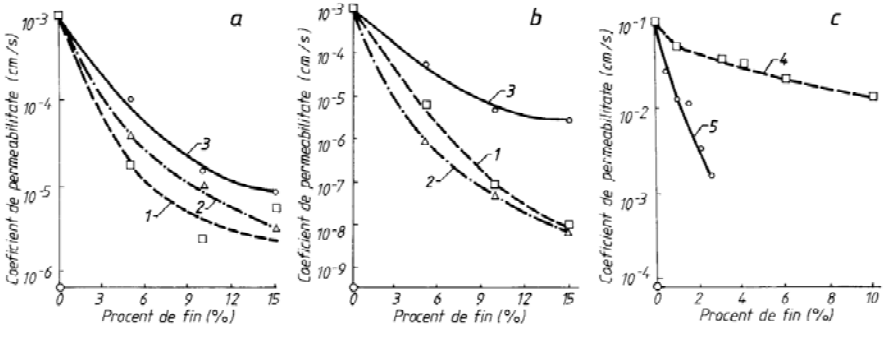


Fig. 5.182. Influenţa tipului şi cantităţii de material fin asupra permeabilităţii: *a* - nisip pentru betoane, *b* - amestec de nisip+pietriş, *c* - nisip fin monogranular; *1* - praf, *2* - argilă, *3* - calcar, *4* - caolinită, *5* - calcar montmorilonitic.

unde Q este debitul care trebuie trecut prin sistemul de filtre sau drenuri (pentru 1 ml în lungul barajului); i - gradientul hidraulic admisibil în filtru sau dren, iar k

fiind coeficientul de permeabilitate cerut al filtrului sau drenului cu aria A, pe normala la direcţia curgerii în filtru sau dren. Orice combinaţie de k şi A care asigură capacitatea de descărcare necesară cu un factor de siguranţă adecvat poate fi folosită. În general, straturi subţiri din materiale foarte permeabile sunt mai economice decât straturi mai groase din materiale cu permeabilitate mai redusă.

În cazul nisipurilor şi pietrişurilor, curgerea turbulentă ar putea să se producă afectând negativ permeabilitatea materialelor. În graficul din figura 5.184 se ilustrează variaţia factorului de reducere a permeabilităţii în materiale monogranulare datorită curgerii turbulente. Permeabilitatea materialului din dren după punerea în operă se recomandă să fie de 20 de ori mai mare decât permeabilitatea limită (pentru factor de siguranţă egal cu 1) rezultată din relaţia (5.133). Altfel formulat, factorul de siguranţă al coeficientului de permeabilitate se recomandă egal cu 20. Factori de siguranţă mai mici pot fi acceptaţi dacă se consideră cele mai pesimiste scenarii de fisurare a nucleului.

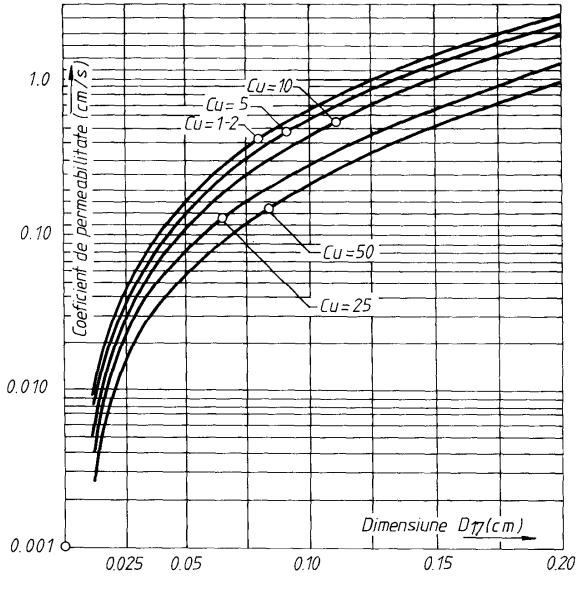


Fig. 5.183. Permeabilitatea materialelor nisipoase şi pietroase în funcţie de dimensiunea D_{17} a materialului şi coeficientul de uniformitate C_u .

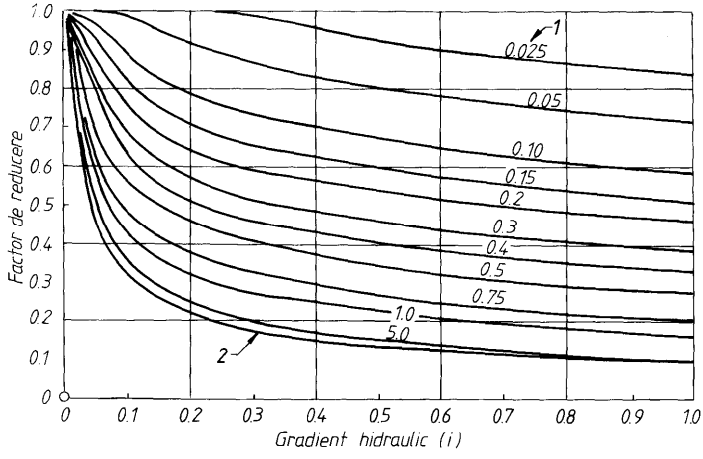


Fig. 5.184. Evaluarea aproximativă a factorului de reducere a coeficientului de permeabilitate datorită curgerii turbulente în materiale monogranulare: *1* - dimensiunea particulei efective în inchs, *2* – înfăşurătoare limită turbulenţă completă.

5.9.4. Aspecte specifice de calcul şi comportare în exploatare

Problemele generale de calcul ale barajelor de umpluturi cu etanşări pământoase au fost prezentate în paragrafele 5.2.1. – 5.2.3. În cadrul acestui punct se vor face unele completări specifice calculului barajelor mixte de piatră şi pământ.

Proiectarea profilului transversal tip al unui baraj mixt de piatră şi pământ cuprinde două etape. Într-o primă etapă se alege un profil în funcţie de calităţile materialelor disponibile din zonă, condiţiile constructive şi economice, experienţa de la alte lucrări realizate în condiţii asemănătoare.

Într-o etapă următoare, profilul ales este verificat (calculat) în diverse scenarii care pot apare în timpul construcţiei sau exploatării barajului, fiind corectat succesiv în funcţie de rezultatele acestor verifcări. Calculele trebuie să se refere la următoarele probleme principale:

– evoluţia presiunii apei din pori în elementul pământos puţin permeabil, în timpul construcţiei barajului şi respectiv a procesului de consolidare;

– evaluarea infiltraţiilor prin corpul şi fundaţia barajului şi a riscului de eroziune internă;

– estimarea deplasărilor (tasări, deplasări orizontale) din timpul construcţiei barajului - care se compensează prin înălţarea barajului la cota de proiect - şi după terminarea construcţiei (prima umplere a lacului, cutremure, deplasări în timp datorită comportării vâsco-elasto-plastice a materialelor);

– calculul stării de eforturi în ansamblul baraj-teren de fundare; aceste analize care pentru baraje cu $L_c / H \le 3...4$ (L_c - lungimea la coronament,

H - înălţimea barajului) se recomandă să fie tridimensionale, trebuie să evidenţieze zonele cu risc de fracturare hidraulică sau de fisurare datorită unor eforturi de forfecare sau de întindere care depăşesc capacitatea de rezistenţă a materialului;

– evaluarea stabilităţii la alunecare a taluzelor barajului; pe lângă ipoteza solicitării cu cutremur, taluzul aval trebuie verificat în ipoteza lacului plin iar taluzul amonte în ipoteza unei goliri rapide a lacului de acumulare.

Comportarea extrem de complexă a materialelor care alcătuiesc corpul unui baraj de piatră şi pământ, nivelul în general scăzut de cunoaştere a datelor de intrare necesare calculelor specificate mai înainte au influenţe greu de apreciat asupra rezultatelor. Din aceste considerente unele rezultate pot fi interpretate în special calitativ şi se impune confirmarea lor pe baza măsurătorilor din monito–rizarea acestor lucrări, atât în perioada construcţiei, cât şi pe întreaga durată a exploatării lor.

Stematiu şi Popescu [94] fac evaluări asupra comportării structurale a barajului Râuşor pe baza măsurătorilor din execuţie. Barajul Râuşor ($H = 118\,\text{m}$) este din piatră cu nucleu argilos fundat pe şisturi cristaline cu incluziuni carstice (fig. 5.185). Prismele de piatră sunt formate din şisturi cuarţitice cu clorit şi sericit, cu tendinţe de sfărâmare la eforturi de compresiune şi deformabilitate relativ mare. Nucleul este alcătuit dintr-o argilă nisipoasă-prăfoasă cu indicele de plasticizare intre 30% şi 50%. Filtrele amonte şi aval au fiecare câte două zone: nisipuri de 0...7 mm şi pietrişuri-nisipoase de 3...70 mm.

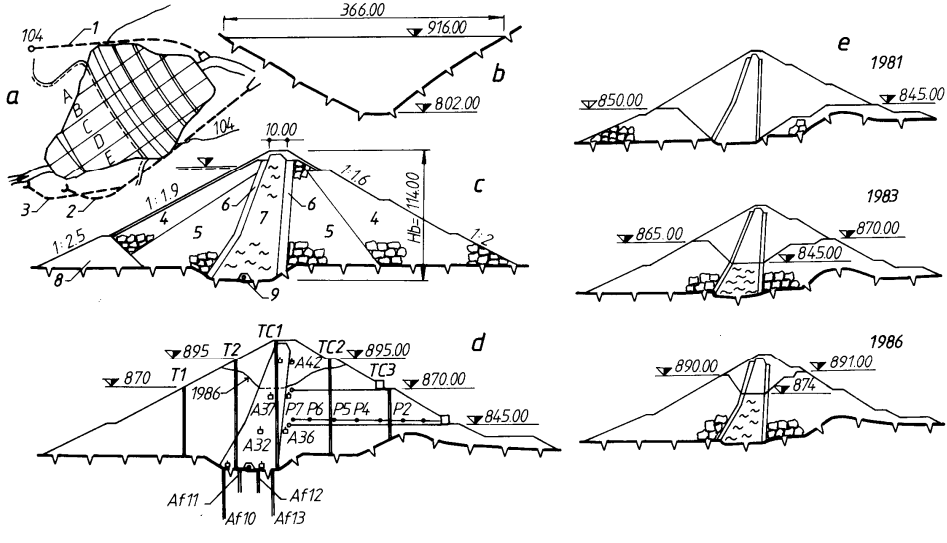


Fig. 5.185. Barajul Râuşor: *a* - vedere în plan, *b* - profil longitudinal, *c* - secţiune transversală tip, *d* - poziţionarea aparaturii de măsură şi control în profil transversal, *e* - evoluţia umpluturilor; *1* - descărcător de ape mari, *2* - goliri de fund, *3* - galerie de deviere, *4* - anrocamente cu dimensiunea maximă 1,00 m, *5* - anrocamente cu dimensiunea maximă 0,50 m, *6* - filtre inverse, *7* - nucleu, *8* - batardou amonte, *9* - galerie de vizitare, injecţii, drenaj, A,B,C,D,E - profile cu aparatură de măsurare şi control (AMC) [94].

Aparatura de măsură şi control a fost dispusă în cinci secţiuni (A,B,C,D,E în figura 5.185,*a*) constând din (fig. 5.185,*d*): tubaţii orizontale (P) şi tubaţii înclinometrice (TC1, TC2, TC3) pentru măsurarea tasărilor şi deplasărilor orizontale, celule piezometrice (A) şi foraje de drenaj cu manometre pentru măsurarea presiunii apei din pori în nucleu şi fundaţie. Tasările şi deplasările barajului sunt supravegheate de asemenea prin măsurători geodezice folosind o reţea locală de reperi geodezici.

Execuţia barajului, începută în 1979, a fost mult mai lentă decât planificarea iniţială, iar în înălţarea nucleului de argilă s-au înregistrat întârzieri importante în raport cu prismele laterale de piatră (fig. 5.189,*e*). În aceste condiţii s-a impus o reevaluare a comportării structurale a barajului.

Calculele comparative prin MEF s-au efectuat cu modelul hiperbolic Duncan-Chang şi cu un model vâsco-platic elaborat de Ionescu [47] (v. punctul 5.5.6 al acestui capitol). Caracteristicile materialelor pentru ambele legi constitutive au fost determinate pe baza măsurătorilor de tasări. Rezultatele ilustrate în figura 5.186 relevă că modelul Duncan-Chang (D) nu a avut capacitatea de a reproduce satisfăcător evoluţia tasărilor spre deosebire de modelul vâsco-plastic (C). Capacitatea modelului vâsco-plastic de a reproduce comportarea reologică a anrocamentelor este reliefată şi mai evident în figura 5.186,*b* prin reprezentarea evoluţiei în timp a tasărilor.

Modelul vâsco-plastic a fost aplicat pentru evaluarea în post-calcul şi prognoza comportării structurale a barajului Râuşor. Stadiul de execuţie al bara–jului la data calculului a fost simulat prin şase secvenţe (1...6), iar două secvenţe (7 şi 8) au fost considerate pentru prognoză până la terminarea execuţiei. În figura 5.187 sunt ilustrate pentru un număr de reperi din tubaţia înclinometrică TC1, izocronele măsurate şi calculate pentru fazele 4 şi 6 de execuţie, precum şi cele prognozate pentru fazele 7 şi 8 rămase până la terminarea construcţiei. Evoluţia în timp a tasărilor pentru un număr de reperi din tubaţiile înclinometrice TC1, TC2, TC3 şi prognoza evoluţiei lor în ipoteza lac gol în următorii doi ani de la efec–tuarea calculului se prezintă în figura 5.188.

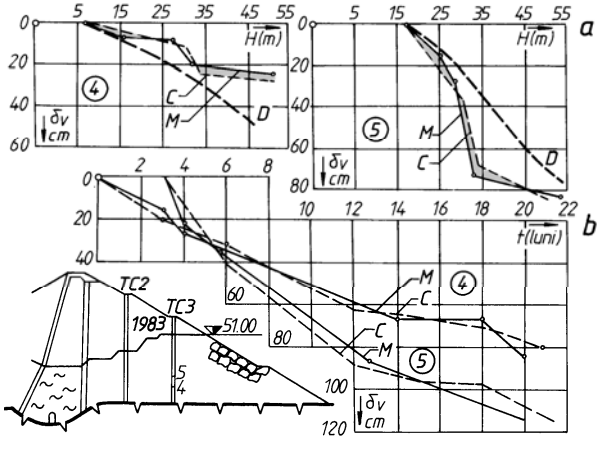


Fig. 5.186. Barajul Râuşor - tasări în prismul aval măsurate şi calculate: *a* - în funcţie de cota umpluturii, *b* - în timp; 4,5 - puncte din TC3 în care se face comparaţia; M - valori mă–surate, C - valori calculate cu modelul vâsco-plastic, D - valori calculate cu modelul Duncan-Chang.

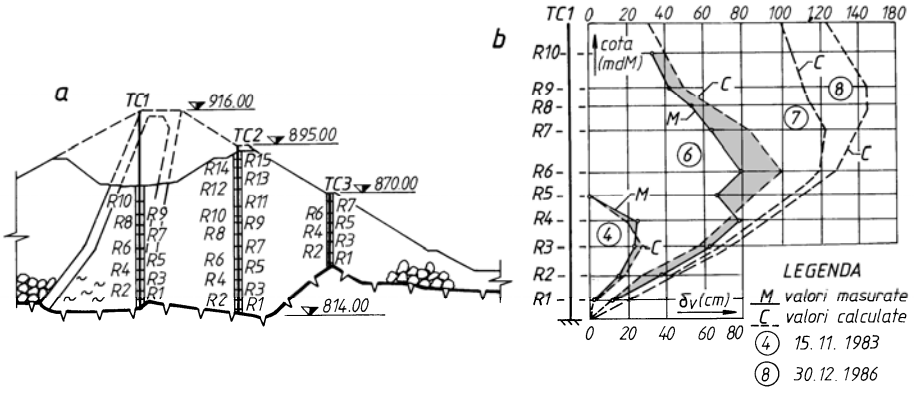


Fig. 5.187. Barajul Râuşor - izocrone de tasări măsurate (M) şi calculate (C) în tubaţia inclinometrică TC1: *a* - poziţia tubaţiei şi a reperilor, *b* - izocrone, 4...8 date calendaristice. [94].

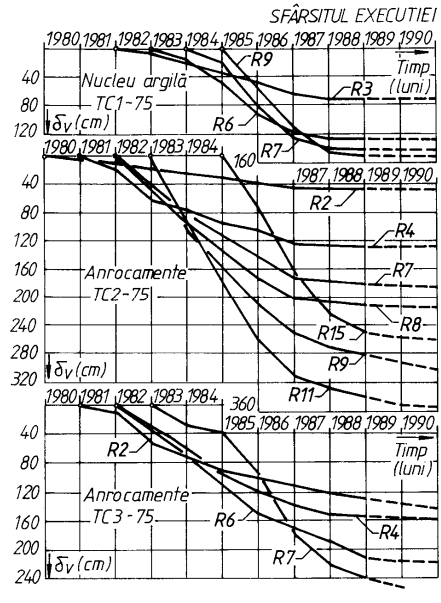


Fig. 5.188. Barajul Râuşor - evoluţia în timp (linie continuă) şi prognoza (linie întreruptă) tasărilor pentru un număr de reperi a căror poziţionare se prezintă în figura 5.187 [94].

Calculele au evidenţiat că în primele faze prismele de anrocamente lucrează independent (v. fig. 5.185). Interacţiunea zonală nucleu-prisme se manifestă prin unele concentrări de eforturi care apar la baza prismelor de piatră în vecinătatea nucleului. Reducerea treptată a decalajelor prism-nucleu şi uni–formizarea depunerilor în fazele 6...8 dau tasărilor un caracter de continuitate. Deformaţiile vâscoase importante ale anrocamentelor în condiţiile unui ritm lent de execuţie, conduc la redistribuirea eforturilor în corpul barajului cu reducerea gradienţilor de efort în zona de contact nucleu-prisme. Aceiaşi factori înlătură practic posibilitatea de producere a fracturării hidraulice.

Seminariile organizate începând din 1991 de Comitetul Ad-hoc pentru Aspecte de Calcul în Analiza şi Proiectarea Barajelor din cadrul ICOLD privind Analiza Numerică a Barajelor au fost şi sunt o excelentă oportunitate de validare a unor metode şi programe de calcul al barajelor atât de beton, cât şi din umpluturi. În cel de al 3-lea seminar din Paris, 1994 una din problemele propuse spre rezolvare a fost analiza bidimensională, în secţiune transversală a barajului de piatră şi pământ El Infiernillo (Mexic, $H = 145\,\text{m}$). Astfel, pe baza datelor furnizate de organizatori, participanţii folosind la liberă alegere diverse metode sau programe de calcul trebuiau să prezinte într-un număr de puncte caracteristice din baraj, evoluţia deplasărilor, a presiunilor apei din pori şi a eforturilor efective pentru diverse faze din timpul construcţiei sau exploatării barajului [95].

În figura 5.189 se prezintă profilul transversal al barajului El Infiernillo, cu zonarea materialelor. Fundaţia barajului compusă din conglomerate silicioase cu intruziuni bazaltice a fost considerată rigidă şi impermeabilă. Principalele caracteristici ale materialelor sunt date în tabelul 5.28, iar parametrii modelului Mohr-Coulomb propus ca model constitutiv pentru materialele din corpul barajului sunt daţi în tabelul 5.29.

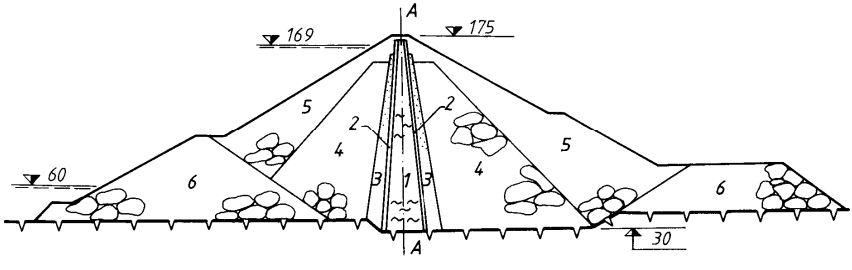


Fig. 5.189. Profil transversal în barajul El Infiernillo (Mexic): *1* - nucleu din material argilos, *2* - filtre inverse din nisip, *3* - zonă de tranziţie, *4* - anrocamente compactate, *5* - anrocamente aruncate, *6* - batardou amonte din anrocamente aruncate.

Tabelul 5.28

Material / Parametru	Nucleu	Filtre	Zone de tranziţie	Anrocamente	
				Compactate	Aruncate
Greutate specifică (kN/mc)	27,5	27,6	27,5	27,1	
Greutate volumetrică în stare uscată (kN/mc)	15,9	18,7	20,2	18,5	17,6

Execuţia barajului s-a făcut în 15 luni cu un ritm constant de ridicare de 10 m/lună. După terminarea construcţiei a urmat o perioadă de consolidare de 5 luni şi apoi umplerea lacului în 6 luni (0,5 luni între cotele 60 şi 130, 1,5 luni între cotele 130 şi 160 şi 4 luni între cotele 160 şi 169), care rămâne apoi cu nivel constant pe toată perioada de calcul (până la obţinerea stabilizării presiunilor apei din pori şi a eforturilor efective, adică până la încheierea consolidării).

Tabelul 5.29

Parametru	**Nucleu**	**Filtre**	**Zone de tranziţie**	**Anrocamente compactate/ aruncate**
Modul de elasticitate E (MPa)	40	40	40	
Coeficient Poisson ν	0,3	0,3	0,3	
Unghi de frecare interioară ϕ (°)	25	35	42	
Coeziune c (MPa)	0	0	0	
Unghi de dilatanţă (numai în modelul asociat cu o lege de curgere φ (°)	5	5	5	
Coeficient de permeabilitate pe verticală k_v (m/s)	$2 \cdot 10^{-10}$	$8 \cdot 10^{-5}$	$7 \cdot 10^{-4}$	- *)
Coeficient de permeabilitate pe orizontală k_h (m/s)	$8 \cdot 10^{-10}$	$8 \cdot 10^{-5}$	$7 \cdot 10^{-4}$	- *)

*) anrocamentele se consideră complet drenate

În figura 5.190, se prezintă după Laigle et al. [96] evoluţia presiunii apei din pori în nucleul barajului El Infiernillo în diverse faze de calcul. Calculele parametrice efectuate cu programul GEFDYN au reliefat că maximul presiunii apei din pori de la terminarea construcţiei se reduce cu 35% dacă coeficientul de permeabilitate pe orizontală k_h creşte de la $2 \cdot 10^{-10}$ m/s la $6 \cdot 10^{-10}$ m/s. După aceiaşi autori în figurile 5.191-5.193 sunt ilustrate spectrele de eforturi efective normale verticale (σ_z) şi orizontale σ_y, precum şi eforturile tangenţiale maxime ($\tau_{\max}$) la terminarea construcţiei barajului, la terminarea umplerii lacului şi la încheierea consolidării după umplerea lacului. Modelele constitutive pentru materiale au fost elasto-plastice, Hujeux pentru nucleu şi Drucker-Prager pentru restul materialelor. Spectrele de eforturi pun în evidenţă un important transfer de încărcări de la nucleu către prismele laterale, provocat de rigidităţile relative mult mai mari ale anrocamentelor în raport cu materialul argilos din nucleu. În faza de încheiere a construcţiei, eforturile cele mai mari apar în filtrul aval, în zona de contact cu nucleul şi ajung la valori maxime de $\sigma_z = 5{,}4$ MPa pe verticală şi $\sigma_y = 1{,}5$ MPa pe orizontală. În filtrul amonte eforturile sunt de asemenea mari, dar ele descresc odată cu umplerea lacului. În celelalte două faze, terminarea umplerii lacului şi încheierea consolidării, eforturile maxime rămân în aceeaşi zonă, $\sigma_z = 5{,}5$ MPa în ambele faze iar $\sigma_y = 1{,}7$ MPa şi respectiv 1,6 MPa. Eforturile tangenţiale maxime ating de asemenea valori apreciabile, $\tau_{\max}$ = 4,0...4,3 MPa la baza barajului în zona de contact nucleu-filtru aval.

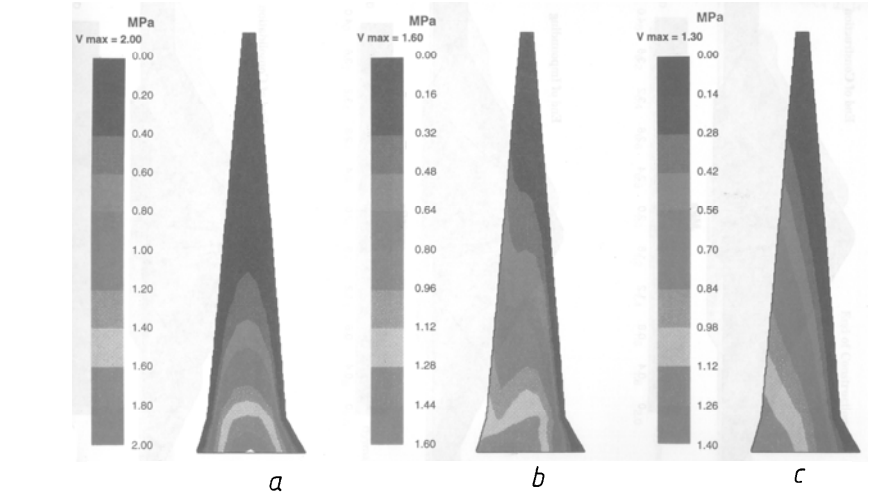


Fig. 5.190. Barajul El Infiernillo - Evoluţia presiunilor apei în porii nucleului: *a* - terminarea construcţiei, *b* - terminarea umplerii lacului, *c* - încheierea consolidării cu nivel constant lac plin [96].

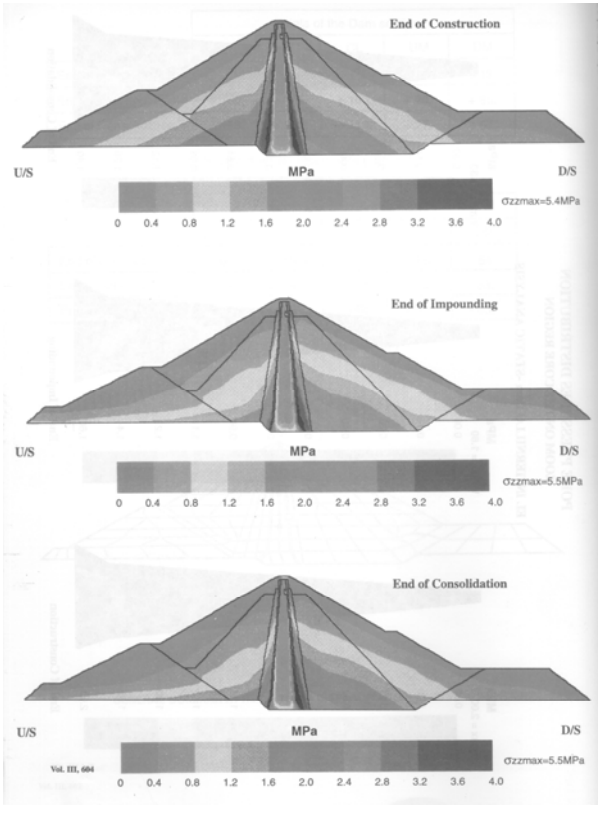


Fig. 5.191. Barajul El Infiernillo - Spectrul eforturilor verticale σ_z : *a* - la terminarea construcţiei, *b* - după umplerea lacului, *c* - la terminarea consolidării cu lacul plin [96].

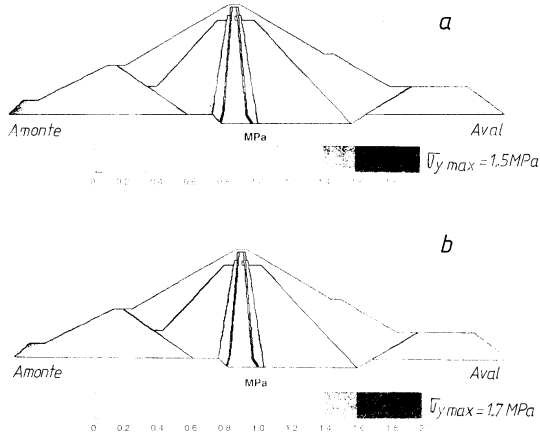
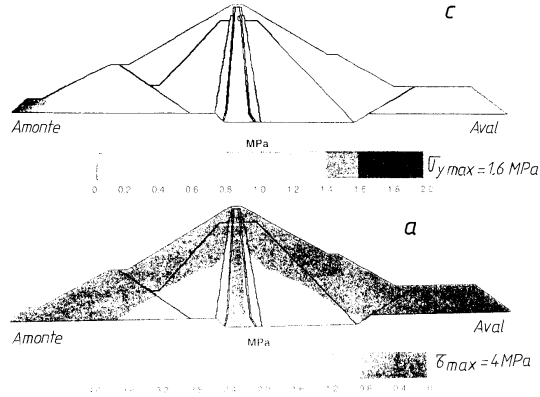
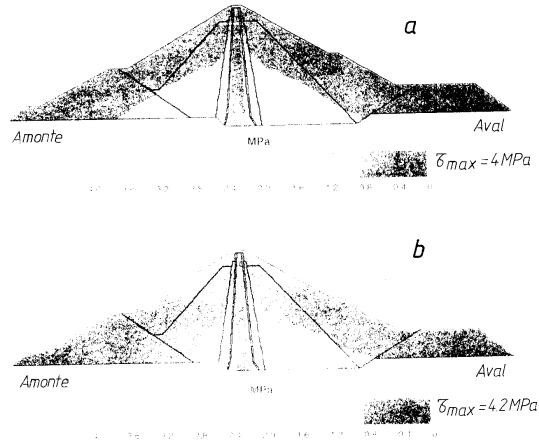


Fig. 5.192. Barajul El Infiernillo - Spectrul eforturilor orizontale σ_y : *a* - la terminarea construcţiei, *b* - după umplerea lacului, *c* - la terminarea consolidării cu lacul plin [96].





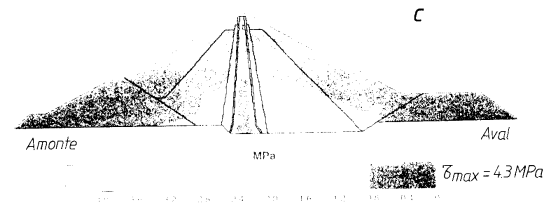


Fig. 5.193. Barajul El Infiernillo - Spectrul eforturilor tangenţiale maxime τ_{max} : *a* - la terminarea construcţiei, *b* - după umplerea lacului, *c* - la terminarea consolidării cu lacul plin [96].

În figurile 5.194 şi 5.195 sunt ilustrate tasările şi deplasările orizontale în secţiunea verticală prin axul nucleului, evaluate cu diverse modele şi programe de calcul [95], [96], [97], [98] în toate cele trei faze caracteristice ale barajului, care au fost menţionate mai înainte. Pentru faza de terminare a construcţiei, rezultatele calculului pot fi comparate cu cele măsurate într-o secţiune învecinată şi care au fost extrapolate în secţiunea de calcul [97]. Deşi calculele au avut la bază diverse modele constitutive pentru materiale, convergenţa rezultatelor poate fi considerată satisfăcătoare.

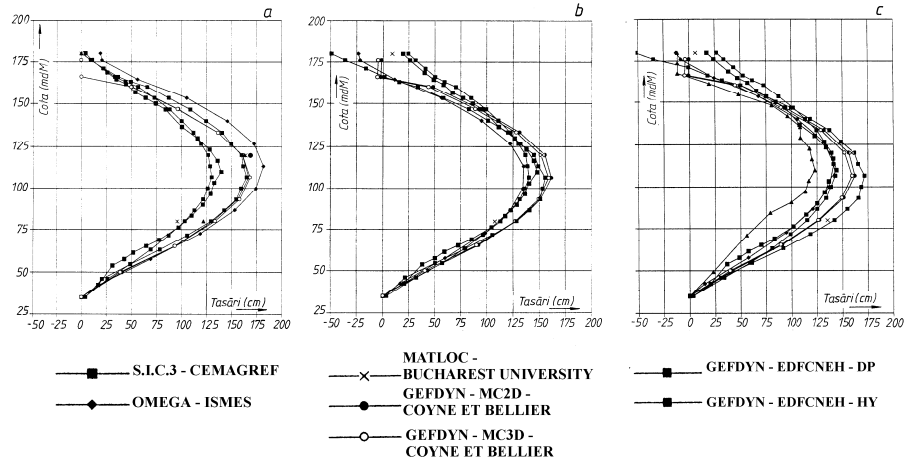


Fig. 5.194. Barajul El Infiernillo - Tasări în secţiunea A-A prin axul nucleului: *a* - la terminarea construcţiei, *b* - după umplerea lacului, *c* - la terminarea consolidării cu lacul plin [95].

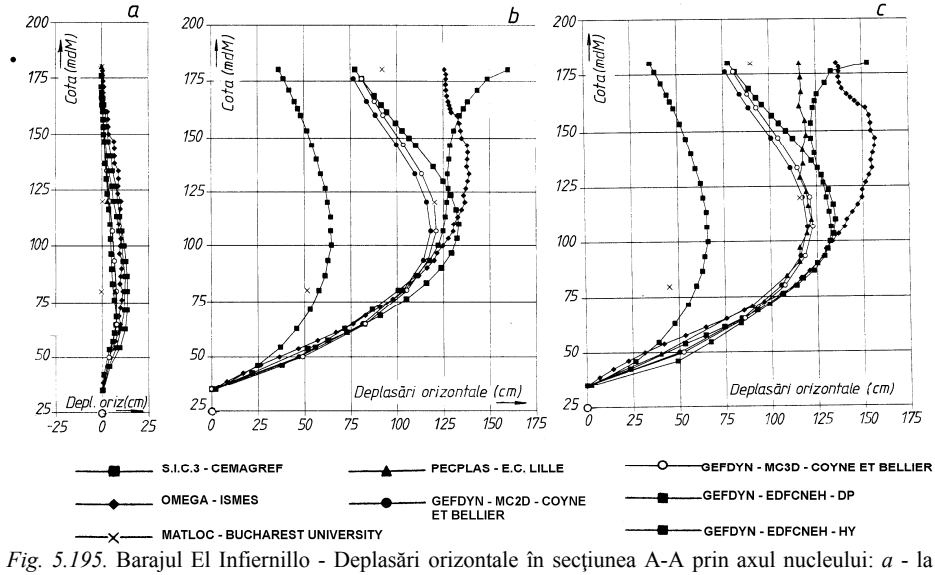


Fig. 5.195. Barajul El Infiernillo - Deplasări orizontale în secţiunea A-A prin axul nucleului: *a* - la terminarea construcţiei, *b* - după umplerea lacului, *c* - la terminarea consolidării cu lacul plin [95].

Calculele au pus în evidenţă influenţele mari asupra rezultatelor pe care le au cuplarea (necuplarea) zonală nucleu-prisme, condiţiile hidraulice de graniţă, modelarea umplerii lacului.

5.9.5. Eroziunea internă şi externă

Eroziunea este una din cauzele principale care poate produce avarii sau chiar ruperi ale barajelor din umpluturi, atât din piatră, cât şi din pământ. Prin eroziune internă se înţelege transportul de material solid, de obicei în suspensie, din corpul sau din fundaţia unui baraj din umpluturi datorită curgerii apei. Prin eroziunea externă se înţelege spălarea (dizlocarea) una câte una a fragmentelor de rocă de la suprafaţa barajului, proces care poate conduce la ruperea barajului. În ambele cazuri apa poate proveni din infiltraţii prin corpul sau fundaţia barajului sau din deversarea lui [99].

Eroziunea internă poate fi declanşată de factori diferiţi asociaţi cu defecte de construcţie şi zone slabe sau condiţii specifice de deformaţii şi eforturi în corpul umpluturii. Factorii principali care pot declanşa eroziuni interne pot fi: infiltraţii concentrate, fracturări hidraulice, sufozii în materiale eterogene fără coeziune instabile intern, compactările nesatisfăcătoare în zonele de contact între umpluturi şi structurile de beton adiacente, unele pământuri argiloase care dispersează sau defloculează în prezenţa unei ape relativ curate, compactări diferite care generează bolţi de descărcare în umplutură [100].

În Norvegia aproape toate cele 170 baraje din anrocamente sunt prevăzute cu element impermeabil de morenă sau beton bituminos, funcţia principală a anrocamentelor fiind de a sprijini această etanşare (fig. 5.196). Experienţa a arătat că sunt necesare mai multe zone de tranziţie din roci cu dimensiuni din ce în ce mai mari între nucleul impermeabil de morenă şi prismele laterale de rocă. În vederea determinării compoziţiei granulometrice a materialelor de tranziţie capabile să protejeze filtrul de nisip împotriva eroziunii interne, la Institutul Norvegian de Geotehnică s-a realizat un model fizic a cărui schemă se prezintă în figura 5.197,*a*.

Modelul a constat dintr-un canal de 2 m înălţime, 1 m lăţime şi 3 m lungime, având un perete lateral de sticlă pentru a putea observa uşor procesele de eroziune.

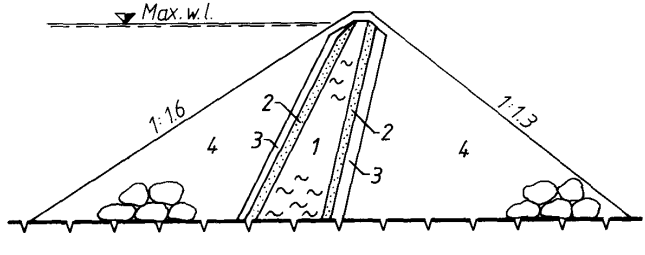


Fig. 5.196. Profil transversal tipic pentru barajele de piatră cu nucleu din morenă existente în Norvegia: *1* – nucleu din morenă, *2* - filtru de nisip, *3* - zonă de tranziţie, *4* - prisme de rezistenţă [99].

Cu ajutorul unui mic rezervor conectat la canal s-a putut regla nivelul apei şi nivelul curgerii, pentru a se realiza deversarea filtrului de nisip.

În figura 5.197,*b* se prezintă curbele granulometrice ale filtrului de nisip de la faţa aval a nucleului şi cele trei materiale de tranziţie (A,B,C) care au fost succesiv testate. În cazul curbei A o eroziune foarte rapidă s-a produs atunci când nivelul apei a depăşit cota filtrului. În cazul materialelor B şi C, numai o uşoară eroziune s-a produs în colţul filtrului de nisip, proces care s-a stabilizat rapid şi nu a putut fi reactivat chiar prin ridicarea nivelului curgerii la 50 cm peste cota filtrului. Concluzia testelor a fost că înălţimea lamei deversante influenţează în foarte mică măsură eroziunea internă.

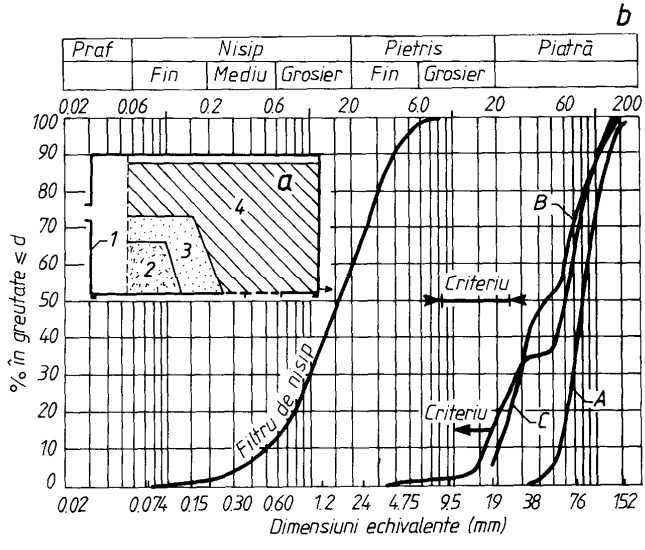


Fig. 5.197. Investigaţii de laborator asupra riscului de eroziune internă a unui filtru de nisip: *a* - modelul pentru testări; *1* - rezervor cu perete de sticlă, *2* - nucleu de morenă, *3* - filtru de nisip, *4* - material de tranziţie; *b* - curbe granulometrice ale filtrului de nisip şi a trei materiale de tranziţie testate (A,B,C). [99].

O exemplificare a unor fenomene de eroziune internă este prezentată în continuare pentru barajul Uljua ($H = 13$ m, Finlanda) (fig. 5.198) [101]. Barajul este prevăzut nucleu de etanşare din material de morenă mărginit cu filtre din nisip+pietriş şi prisme de rezistenţă din anrocamente. El are o înălţime maximă de 13 m şi lungimea de 10 km. După prima umplere a lacului care s-a efectuat în 1970, unele infiltraţii au fost observate. În circa o lună de la prima umplere, infiltraţiile locale observate au fost stopate prin injecţii cu lapte de ciment.

Tot cu ocazia primei umpleri, o infiltraţie de circa 5 ℓ/min de apă curată a fost observată la capătul galeriei de fugă (fig. 5.198,*a*), circa 100 m în aval de centrala hidroelectrică. În 13 mai 1990 au fost identificate pentru prima dată materiale fine în suspensie în această sursă de infiltraţie. Două săptămâni mai târziu, în 29 mai 1990 o prăbuşire bruscă a apărut la paramentul aval al barajului,

într-o secţiune situată la circa 40 m lateral de centrala hidroelectrică. Echipamentul de injectare care lucra în amplasament şi mai multe tone de saci de ciment depozitaţi pe coronament au dispărut în gaura provocată de prăbuşire. Rata infiltraţiilor a crescut la 100ℓ/s şi numai o intervenţie rapidă a salvat barajul de la rupere. Prima încărcătură de material de morenă a fost descărcată în gaură la 45 de minute după apariţia ei. Ritmul rapid al intervenţiei a permis ca în câteva ore extinderea prăbuşirii să fie oprită şi situaţia să fie ţinută sub control.

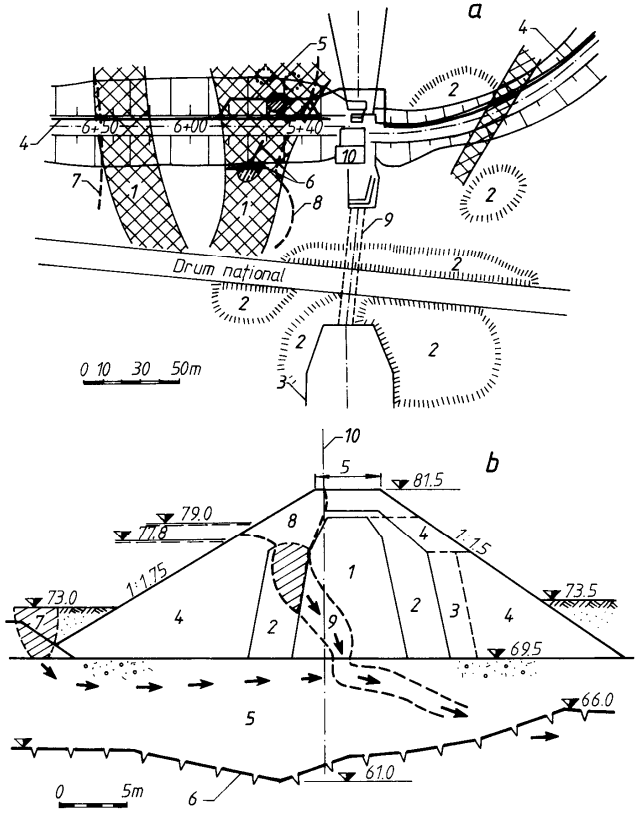


Fig. 5.198. Barajul Uljua - accident prin eroziune internă*: a* - planul de situaţie al zonei avariate; *1* - zone principale de roci fracturate, *2* - rocă la zi, *3* - infiltraţie concentrată, *4* - voal de injecţii de etanşare la coronament, *5* - voal de injecţii, *6* - voal de injecţii pentru caverna de eroziune, *7,8* - marginile depresiunii în suprafaţa rocii de bază, *9* - galerie de fugă, *10* - centrală hidroelectrică; *b* - avarii în profil trans–versal prin baraj; *1* - nucleu din material de morenă, *2* - filtru din pietriş nisipos, *3* - filtru grosier, *4* - prisme de anrocamente, *5* - material de morenă, *6* - rocă alterată, *7* - crater, *8* - prăbuşire, *9* - cavernă cu pietriş, *10* - foraje pentru injecţii [101].

În aceeaşi zi, o altă prăbuşire s-a produs la faţa aval a barajului, lângă piciorul aval, aproape în acelaşi profil transversal. Circa 2000 m^3 de anrocamente au fost descărcaţi în această zonă la piciorul aval pe circa 100 m în lungul barajului pentru a menţine stabilitatea taluzului aval. Rata infiltraţiilor a scăzut la 30 ℓ/s.

Lucrările ulterioare de reparaţii au constat din injecţii şi reconstrucţia zonei avariate (fig. 5.199). Reconstrucţia secţiunii avariate s-a efectuat la uscat, sub protecţia unui batardou amplasat la circa 60 m amonte de baraj.

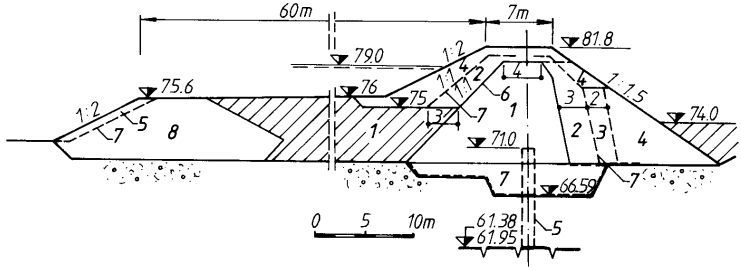


Fig. 5.199. Barajul Uljua - reparaţii în profil transversal: *1* - material fin de morenă, *2* - filtru de pietriş nisipos, *3* - filtru grosier, *4* - prisme de anrocamente, *5* - perete mulat, *6* - argilă bentonitică, *7* - geotextil, *8* - batardou amonte, *9* - rip rap.

În timpul excavaţiilor la secţiunea de baraj avariată a fost detectat un canal de eroziune. Apa de infiltraţie săpase o cavernă orientată către aval de circa 3 m în diametru prin nucleul barajului şi în fundaţie. În timpul accidentului, această cavernă a fost umplută cu pietriş din stratul de filtru înclinat, care din fericire a încetinit pentru un timp procesul de eroziune internă. În zona cea mai critică din profilul avariat s-a realizat pe 10 m lungime un perete mulat din piloţi de beton foraţi de 1,20 m diametru. Injecţii de legătură s-au făcut la contactul peretelui mulat cu roca de bază.

Accidentul s-a datorat condiţiilor geologice nefavorabile. În zona canalului de fugă suprafaţa rocii alcătuită din porfirit şi granodiorit formează o depresiune şi este puternic alterată şi fracturată. Depresiunea este umplută cu material de morenă în straturi cu grosimi până la 10 m care s-a dovedit foarte sensibil la eroziune, la fel ca materialul din nucleu. Funcţionarea centralei hidroelectrice în regim de vârf a impus fluctuaţii dese şi bruşte ale nivelului apei în canalul de fugă. În 20 de ani de exploatare, materialul fin din sistemul de fisuri ale rocii de bază a fost spălat şi în continuare eroziunea s-a propagat prin stratul de fundaţie până la piciorul amonte al barajului în profilul avariat.

Accidentul de la barajul Uljua demonstrează pericolul generat de variaţiile bruşte de nivel al apei în condiţii geologice nefavorabile. Roca de bază fisurată, chiar dacă a fost acoperită cu un strat gros de circa 10 m de material fin de morenă aproape impermeabilă, a constituit în timp o cale principală de infiltraţii prin care s-au transportat cantităţi importante de materiale din terenul de fundare şi corpul barajului până la producerea prăbuşirii.

În eroziunea externă se pot sistematiza patru zone diferite în care acest fenomen poate să apară (fig. 5.200): pe paramentul aval al barajului în zona descendentă a curentului deversant, pe paramentul aval în zona de ieşire a curentului de infiltraţie prin baraj; la piciorul aval în albie, la piciorul aval al barajului dar pe versanţi. Trebuie precizat că blocurile de rocă la piciorul aval al barajului reazemă pe fundaţie în timp ce blocurile de la paramentul aval al barajului reazemă unele peste altele (grămadă).

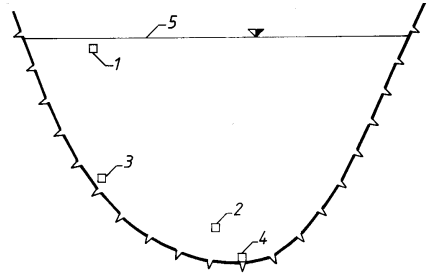


Fig. 5.200. Locaţii caracteristice ale blocurilor de rocă supuse spălării prin eroziune externă (vedere din aval): *1* - în zona descendentă a curentului care deversează peste baraj, *2* - în zona de ieşire a curentului din baraj, *3* - la piciorul aval în albie, *4* - la piciorul aval pe versanţi, *5* - coronament. [99].

În figura 5.201 sunt prezentate după Institutul Norvegian de Geotehnică mai multe diagrame care permit evaluarea stabilităţii la eroziune externă a blocurilor de rocă situate în zonele specificate mai înainte. Diagramele sunt stabilite pe baza a numeroase teste şi analize teoretice.

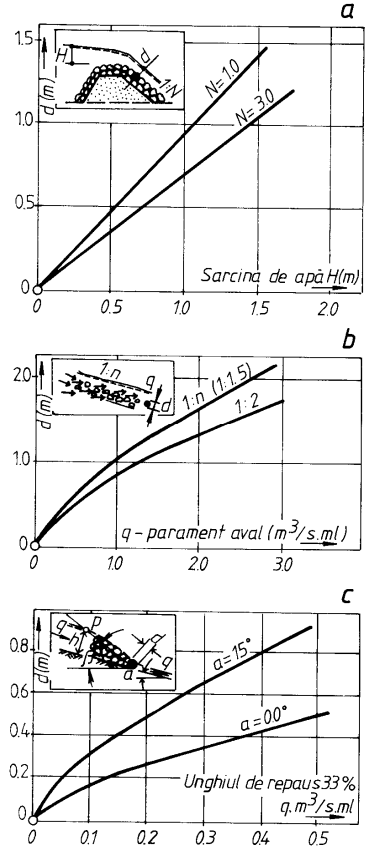


Fig. 5.201. Diagrame de evaluare a stabilităţii blocurilor de rocă la eroziunea externă: *a* - în zona descendentă a curentului, *b* - în zona de ieşire a curentului din baraj, *c* - la piciorul aval al barajului [99].

Aplicarea diagramelor din figura 5.201 necesită cunoaşterea debitelor care trec prin baraj pentru diverse nivele ale apei în lac. Debitele care trec prin diferite zone ale barajului pot fi calculate cu relaţiile (v. şi fig. 5.202):

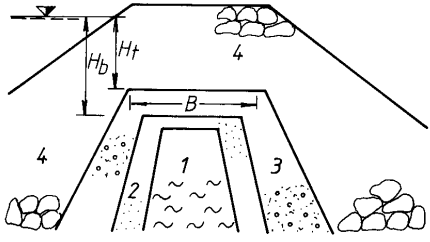


Fig. 5.202. Parametri care intervin în relaţiile de calcul al debitelor de infiltraţie prin corpul unui baraj: *1* - nucleu din material de morenă, *2* - filtru de nisip, *3* - zonă de tran–ziţie, *4* - anrocamente.

$$q_l = \frac{k_2}{2B}\left(H_b^2 - H_t^2\right) \tag{5.134}$$

$$q_t = \left(\frac{k_t}{3B}\right)^{1/2}\left(H_b^{3/2} - H_t^{3/2}\right) \tag{5.135}$$

unde q_l este debitul pe ml de baraj în cazul curgerii laminare, q_t - debitul pe ml de baraj în cazul curgerii turbulente, k_l - coeficient de permeabilitate laminară, k_t - coeficient de permeabilitate turbulentă, H_b - sarcina de apă măsurată de la baza zonei analizate, H_t - sarcina de apă măsurată de la faţa superioară a zonei analizate (dacă faţa superioară este la cotă mai mare decât oglinda apei $H_t = 0$), B - lăţimea medie a zonei analizate.

Eroziunea internă constituie o temă de cercetare în cadrul Clubului European pentru cercetări în domeniul barajelor [102]. Investigaţiile efectuate în Franţa asupra acestui fenomen au relevat că ruperi prin eroziune internă s-au produs numai la câteva mici baraje de pământ şi numai în cazurile când supravegherea comportării barajelor a fost deficitară. Fenomenele de eroziune internă evoluează iniţial lent şi se pot stabiliza în timp sau se pot amplifica în progresie geometrică sau exponenţială. În supravegherea evoluţiei fenomenelor de eroziune internă se aplică următoarele trei tipuri principale de metode: geofizice, electromagnetice şi electrice. Mai recent se aplică metodele de supraveghere termică mai ales la digurile de pământ cu înălţimi de 6...12 m şi lungimi mari.

5.10. Baraje de pământ cu etanşări nepământoase

5.10.1. Baraje de pământ cu măşti sau diafragme de beton armat

Soluţiile constructive cu baraje de pământ frontale şi de contur ale lacurilor de acumulare apar frecvent la acumulările realizate în zonele de deal sau de şes. Nodurile hidrotehnice tipice ale acestor acumulări cuprind de asemenea în frontul barat structurile de beton ale evacuatorilor de ape mari, centralei hidroelectrice de tip baraj, prizei de apă şi eventual a ecluzei pentru navigaţie. Barajele de pământ de la aceste acumulări nu depăşesc în general înălţimea de 25 m dar au lungimi foarte mari, de ordinul kilometrilor. În România majoritatea acestor lucrari au corpul omogen alcătuit din aluviuni cu granulometrie fină, medie sau grosieră, extrase din albia majoră a râului iar etanşarea cu măşti din dale de beton armat [103].

În figura 5.203 se prezintă un profil tipic de baraj de pământ cu mască din beton armat aplicat la amenajări de pe Bistriţa, Argeş, Olt şi alte râuri din România.

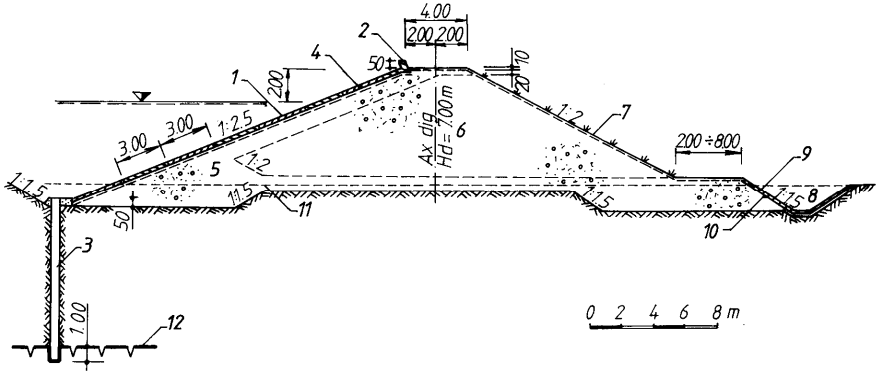


Fig. 5.203. Profil tipic de baraj de pământ cu mască din beton armat: *1* - mască din dale de beton armat 4,00 · 3,00 · 0,20 m^3, *2* - parapet sparge val prefabricat, *3* - perete continuu, *4* - strat de nisip 2 cm grosime, *5* - balast drenant, *6* - umplutură de balast, *7* - taluz înierbat, *8* - contracanal pereat cu rol de drenaj, *9* - barbacane la distanţe de 2 m, *10* - filtru invers, *11* - linie teren natural, *12* - linie roca de bază.

Corpul barajelor în marea lor majoritate este alcătuit din balast cu unghiuri de frecare interioară φ = 28...31°. Umpluturile se realizează în straturi vibrocompactate având 40 cm grosime. După compactare greutatea volumetrică a materialului în stare uscată este de circa 21 kN/m^3, iar coeficientul de permeabilitate de circa 10^{-1} cm/s.

În situaţiile când terenul de fundare este suficient de permeabil se renunţă la pintenii amonte şi aval, talpa barajului devenind orizontală şi fundându-se direct pe terenul de fundare după decopertarea stratului vegetal pe grosimi de 20...50 cm. Salteaua drenantă de pe talpa barajului, cu grosimea de 1 m nu se prevede decât în cazurile când terenul de fundare nu este suficient de permeabil.

Lăţimea liberă la coronament este de obicei de 4,00 m, lăţimi mai mari aplicându-se numai în situaţii speciale. Cota coronamentului barajului frontal şi longitudinal urmăreşte nivelul dinamic al apei, având o gardă de maximum 50 cm. Nivelul dinamic maxim rezultă fie din remuul debitului maxim de verificare, fie din remuul debitului de dimensionare a descărcătorilor la care se adaugă efectul valului de calcul. Dacă la coronament se prevede un parapet sparge val, se renunţă la garda de 50 cm şi nu se ia în consideraţie înălţimea de deferlare a valului pe taluz.

În baza ipotezelor prezentate mai înainte cota coronamentului, în general este condiţionată în jumătatea aval a acumulării de nivelul normal de retenţie şi acţiunea valului de calcul, iar în jumătatea amonte de remuul la debitul maxim de verificare.

Etanşarea profilului se realizează cu mască din dale de beton armat cu dimensiunile în plan de $3{,}00 \cdot 4{,}00$ sau $4{,}00 \cdot 4{,}00$ m^2 şi cu grosimea (t) de 0,20 m sau calculată cu relaţia:

$$t = \left(0{,}20 + 0{,}01H\right) \text{ m} \tag{5.136}$$

unde H este înălţimea barajului în m. În cazul digurilor cu presiune permanentă de apă până la 5 m, grosimea dalelor de beton se poate reduce la 15 cm.

Un strat de balast drenant cu grosime până la 1 m se prevede sub mască dacă materialul din corpul barajului nu este drenant.

Rosturile dintre dale se taie pe jumătate din grosimea dalelor, au lăţimi de $1...2\,\text{cm}$ şi sunt umplute cu mastic bituminos şi filer de asbest (asrobit). La distanţe de 24 m se prevăd rosturi permanente transversale (verticale) de contracţie, extinse în adâncime pe toată grosimea plăcii şi cu lăţimi de 3...5 cm. Sub rosturile permanente transversale se prevăd şape de egalizare cu lăţimi de 20 cm şi grosimi de 2 cm din mortar de ciment (fig. 5.204).

În vederea reducerii riscului de fisurare din cauza efectelor termice, şocurilor, tasărilor neuniforme, dalele sunt armate cu plase de armare tip Buzău cu diametrul de 4,5...6,0 mm şi ochiuri de 10...15 cm. Plasele sunt poziţionate la jumătatea grosimii dalelor. Uneori, în zona de variaţie a nivelului apei în lac se prevăd armături suplimentare de legătură între plăci.

Reţetele de betoane pentru plăci folosesc trei sorturi de agregate 0...7, 7...15, 15...40 mm şi dozaje de 300...350 kg/mc de ciment Portland rezistent la acţiunea agresivă a apelor.

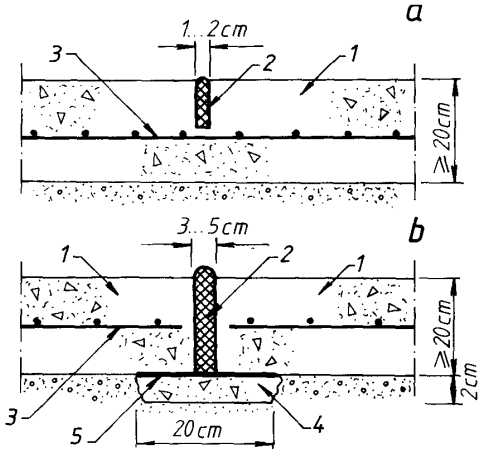


Fig. 5.204. Rosturi la măştile de beton armat ale barajelor de pământ: *a* - de contracţie, *b* - de contracţie-dilataţie; *1* - dală de beton armat, *2* - mastic bituminos cu filer de asbest, *3* - plasă de armături, *4* - şapă de egalizare,
5 - două straturi de bitum aplicate la cald.

Contracanalele sunt dispuse la distanţe de 2...10 m de piciorul aval al barajului, în funcţie de rezultatele calculelor de stabilitate. Perimetrul udat al contracanalelor se realizează din peree de beton de 10 cm grosime, sau de piatră cu mortar de ciment de 20...30 cm grosime, aşezate pe strate filtrante. Dacă în terenul de fundare există straturi impermeabile cu grosimi mici, contracanalele străpung aceste straturi; dacă grosimea lor este mare se prevăd puţuri sau drenuri verticale de decompresie.

Etanşările de profunzime pentru adâncimi până la 6 m se realizează cu pereţi continui de gel-beton cu grosimi de 0.80...1.30 m. Săpăturile se realizează cu excavatorul cu cupă inversă, iar susţinerea pereţilor tranşeei se face cu noroi tixotropic. În condiţii medii, compoziţia volumică a noroiului tixotropic cuprinde: două părţi argilă locală, o parte trasgel, o parte humă de Teişani şi apă până la realizarea condiţiilor cerute de densitate şi vâscozitate. Reţeta pentru 1 m.c. de gel beton pentru condiţii obişnuite conţine următoarele cantităţi de materiale: 200 kg argilă locală, 100 kg ciment, 1700...1800 kg balast umed şi circa 100 litri apă.

În cazurile când etanşările de profunzime depăşesc 6 m se aplică unul din următoarele două procedee:

– etanşare mixtă cu tranşee de gel-beton la partea superioară şi voal de injecţii la partea inferioară dispus pe două rânduri, cu distanţa între foraje până la 75 cm;

– etanşare cu pereţi turnaţi din beton cu grosimi de 50...80 cm şi adâncimi maxime de 24 m; în acest caz săparea se realizează cu utilaje cu cupă glisantă (tip Else) sau cu cupă greifer (tip Kelly).

În ultimul procedeu care a fost menţionat mai înainte, susţinerea pereţilor excavaţiei se realizează cu noroi bentonitic. Reţea medie pentru 1 mc de noroi bentonitic conţine următoarele cantităţi de materiale: 50...100 kg bentonită, 150...200 kg humă, 2...3 kg sodă calcinată şi 800...900 ℓ apă. Betonul de etanşare are agregate cu dimensiunea maximă de 40 mm şi 225 kg/mc dozaj de ciment. În

toate etanşările de profunzime, completările pentru ferestre şi în zona de contact cu roca de bază se realizează prin voaluri de injecţii.

Cel mai înalt baraj din lume de tipul de pământ cu mască de beton armat, după cum s-a prezentat în tabelul 5.6, este barajul Yacambu din Venezuela de 150 m. În România cel mai înalt baraj de acest tip este barajul Valea Sadului, în curs de construcţie şi care va avea înălţimea maximă de 58 m (fig. 5.205).

Barajul face parte din amenajarea hidroenergetică a râului Jiu şi prezintă o serie de particularităţi precum:

– lungime mare la coronament (L_c = 2170 m) cu desfăşurare frontală şi laterală faţă de albia râului;

– variabilitate mare a condiţiilor de fundare, într-un teren în totalitate sedimentar;

– aplicarea unor profile transversale diferenţiate zonal în funcţie de înălţimea barajului şi materialele de umplutură disponibile cele mai economice.

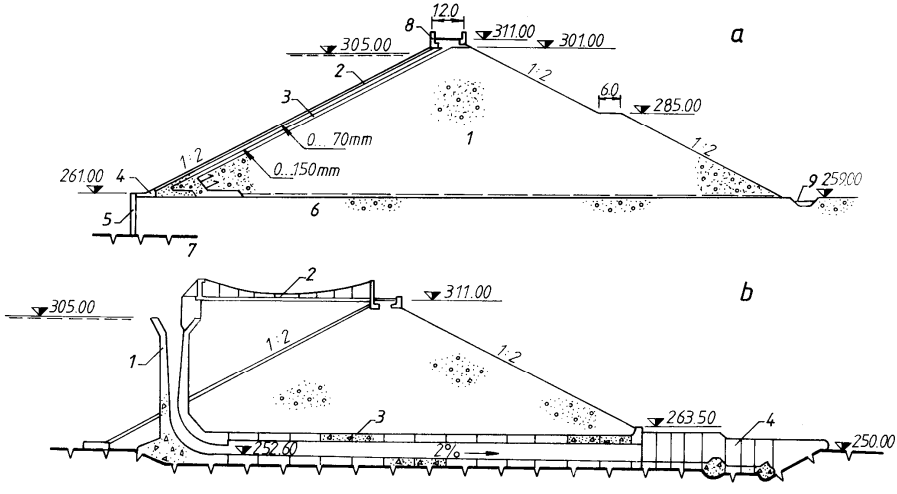


Fig. 5.205. Barajul Valea Sadului: *a* - profil transversal tip; *1* - balast natural, *2* - mască din beton armat, *3* - straturi filtrante, *4* - plintă, *5* - etanşare de adâncime, *6* - teren aluvionar cu bucăţi de rocă agabaritice, *7* - marnă, *8* - grindă întoarce val, *9* - rigolă de drenaj; *b* - profil prin evacuatorul de ape mari; *1* - evacuator pâlnie, *2* - pasarelă pietonală, *3* - galeria descărcătorului *D* =9,00 m, *4* - sistem de disipare a energiei.

Terenul de fundare este constituit preponderent din nisipuri şi pietrişuri cu variaţii mari granulometrice, şi în zona frontală cu intruziuni de blocuri de rocă agabaritice. Roca etanşă de bază este marna situată curent la adâncimi de 5...20 m sub cota terenului natural, dar coboară brusc la 45...50 m sub nivelul terenului într-o zonă din partea frontală a barajului. Această situaţie a impus soluţii speciale pentru etanşarea de adâncime. Barajul este etanşat cu mască de beton armat care se continuă cu un ecran vertical până la marna etanşă.

Evacuarea apelor mari se face cu un descărcător pâlnie care se continuă cu galeria de golire care subtraversează barajul pe o lungime de circa 170 m. În aceiaşi structură de beton armat sunt incluse 2 fire de galerii goliri de fund şi galeria de aducţiune. În zona unde structura de beton traversează masca de etanşare a barajului s-a prevăzut un rost perimetral pentru a limita riscul de fisurare a măştii datorită diferenţelor de rigiditate din zona de contact structură de beton-mască. Structura de beton în zona unde subtraversează barajul (fig. 5.205,*b*), se realizează din tronsoane de 10 m lungime pentru a se acomoda mai bine cu deplasările umpluturilor din corpul barajului.

Soluţia de etanşare a corpului barajelor de pământ cu diafragme din beton sau beton armat se aplică mai ales în amplasamentele cu condiţii climatice severe. În raport cu masca, o diafragmă este mai ferită de efectele negative ale ciclurilor de îngheţ-dezgheţ sau ale şocurilor termice.

Diafragma de beton sau beton armat este alcătuită dintr-un perete mai subţire care reazemă pe un soclu încastrat în roca de bază. Legătura monolită (rigidă) între diafragmă şi soclu poate fi admisă numai pentru baraje mici cu înălţimi de maximum 15...20 m. În caz contrar, contactul trebuie să permită rotiri sau rotiri şi deplasări tangenţiale ale diafragmei în raport cu soclul.

În timpul construcţiei, prismele laterale ale barajului datorită tasării lor transmit prin frecare eforturi verticale mari în diafragmă, care trebuie preluate de soclu şi transmise fundaţiei. În timpul punerii sub sarcină a barajului, diafragma are iniţial o rotire spre amonte datorită tasării relative mai mari a prismului amonte submersat în raport cu cel aval. În final diafragma este împinsă spre aval de presiunea hidrostatică, solicitând astfel excentric soclul. De aceea soclul se construieşte mai gros şi de înălţime redusă. Soclul înglobează de obicei o galerie de injecţii, drenaj şi vizitare.

După Davis în tabelul 5.30 se prezintă grosimile recomandate pentru diafragmele de beton armat.

Tabelul 5.30

Materialul din diafragmă	**Grosimi ale diafragmei [m]**	
	La partea superioară	**La contactul cu soclul**
Beton	1,00...1,20	1,00 (1,20) + 0,10 *H*
Beton armat	0,50	0,50 + 0,066 *H*

(*H* - înălţimea barajului în secţiunea curentă, în metri)

Diafragmele de beton armat se armează la ambele feţe cu procente de armare constructive. În profil longitudinal se prevăd rosturi transversale de contracţie care sunt etanşate. În figura 5.206 se prezintă profilul transversal al barajului de pământ Söse (Germania, $H = 57$ m) etanşat cu diafragmă din beton armat. Diafragma se vopseşte cu bitum la faţa amonte pentru îmbunătăţirea calităţii de etanşare. De asemenea, în amonte de diafragmă pe toată înălţimea barajului s-a realizat un strat de argilă, având aceeaşi funcţie. În partea aval un strat drenant care

se continuă până la piciorul aval al barajului, măreşte stabilitatea la alunecare a profilului şi menţine uscat în orice condiţii prismul aval al barajului.

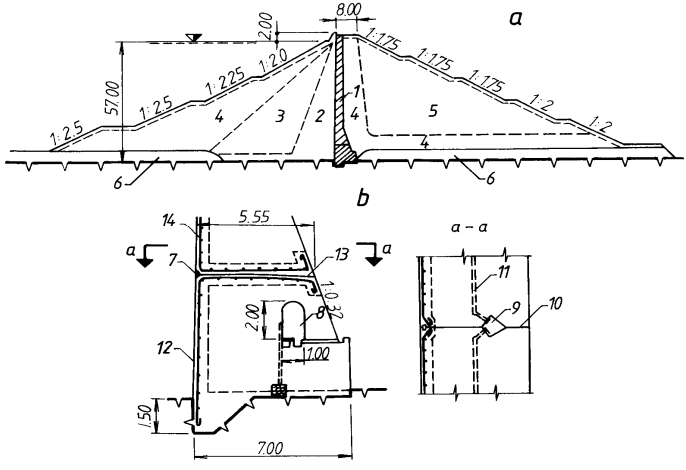


Fig. 5.206. Barajul Söse cu diafragmă de beton armat: *a* - profil transversal, *b* - detalii diafragmă; *1* - diafragmă din beton armat, *2* - argilă, *3*- argilă cu piatră, *4* - balast de râu, *5* - material eterogen, *6* - pământ natural, *7* - pană de plumb, *8* - galerie, *9* - puţ de vizitare, *10* - rost vertical, *11* - tub de drenaj, *12* - torcret, *13* - rost orizontal, *14* - vopsea bituminoasă.

5.10.2. Baraje de pământ cu etanşări din beton bituminos

Barajele de pământ cu măşti sau diafragme de beton bituminos prezintă în general aceiaşi alcătuire constructivă ca barajele de piatră cu etanşări de acest tip, care au fost deja prezentate la paragraful 5.8. Singura deosebire semnificativă este generată de materialul care alcătuieşte corpul barajului. Pământul (aluviuni, nisip, material argilos) are unghiuri de frecare interioară mai mici decât anrocamentele şi în consecinţă pantele barajelor de pământ cu etanşări bituminoase sunt mai dulci decât ale celor corespondente din piatră.

Măştile din beton bituminos sunt o soluţie economică şi sigură care se poate adapta pentru diverse materiale din corpul barajului cu condiţia ca după compactare compresibilitatea lor să fie suficient de redusă. Acest tip de baraj se acomodează de asemenea cu fundaţii relativ compresibile, dar cu coeficienţi de consolidare destul de ridicaţi, astfel încât cea mai mare cotă parte din tasările umpluturii şi terenului de fundare să se producă înainte de execuţia măştii. Conform cu experienţa din Franţa rezistenţa măştilor din beton bituminos poate fi considerabil îmbunătăţită prin includerea în mască a unei reţele de poliester.

În figura 5.207 sunt ilustrate două exemple reprezentative asupra concepţiei franceze în realizarea măştilor de beton bituminos la barajele de pământ [104].

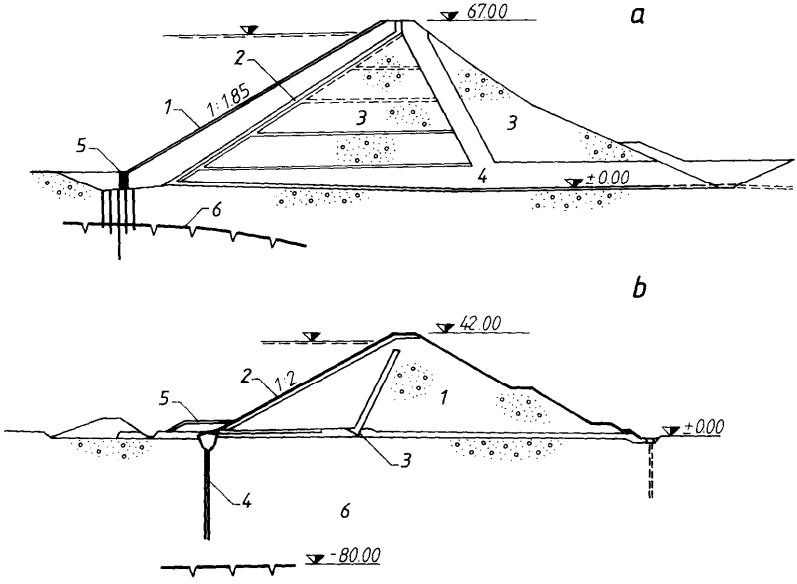


Fig. 5.207. Profile tipice de baraje de pământ cu măşti de beton bituminos realizate în Franţa: *a* - Pla de Soulcem; *1* - mască de beton bituminos cu reţea de poliesteri, *2* - etanşare de siguranţă, *3* - aluviuni semipermeabile, *4* - straturi drenante, *5* - ecran vertical din beton bituminos, *6* - umplutură aluvionară - morenică compresibilă cu grosimi de 30...60 m; *b* - du Verney; *1* - aluviuni, *2* - mască de beton bituminos, *3* - sistem de drenaj, *4* - ecran din beton plastic, *5* - anrobate bituminoase turnate la 80°C fără compactare, *6* - aluviuni compresibile cu grosimi de circa 80 m.

Barajul Pla de Soulcem ($H = 67$ m) este cel mai înalt baraj de pământ cu mască de beton bituminos din Franţa. El este fundat pe o umplutură aluvionaro-morenică de grosime de circa 60 m, care se reduce la circa 30 m în zona piciorului amonte al barajului. Masca se prelungeşte în fundaţie cu un ecran de beton bituminos, soluţie preferată datorită capacităţii mari de deformabilitate a racor–dului mască - ecran.

În zona inferioară şi la versanţi masca are alcătuirea clasică din două straturi etanşe de beton bituminos pe un strat suport de binder, dar între straturile etanşe s-a înglobat o reţea de armături din poliesteri care îi măreşte în mod sub–stanţial rezistenţa. În celelalte zone masca are în alcătuire un singur strat etanş.

Un al doilea sistem de etanşare în aluviunile semipermeabile asigură stabilitatea barajului în cazul perforării măştii din impactul cu blocuri de rocă în cădere de pe versanţi. Barajul intrat în exploatare in 1983 a avut o comportare foarte bună. Tasările maxime la coronament au fost de 15,5 mm, iar infiltraţiile totale prin baraj şi fundaţie nu au depăşit 2...3 ℓ/s.

Barajul du Verney ($H = 42$ m) (fig. 5.207,*b*) este fundat pe un strat foarte gros de circa 80 m de aluviuni cu caracteristici mecanice medii, dar cu compresibilitate ridicată datorită unor straturi prăfoase.

Lacul format de baraj are rol de compensare, având variaţii foarte rapide ale nivelului apei, de ordinul metrilor pe oră. Datorită acestui mod de exploatare a lacului, sistemul de etanşare lucrează în condiţii grele cu variaţii mari şi rapide ale solicitărilor. Etanşarea de adâncime este dintr-un perete mulat din beton plastic. În zona de legătură mască-perete mulat, un dop din anrobate bituminoase puse în operă la 80°C şi practic fără compactare permite deformaţii importante în acest punct critic. Un sistem drenant foarte sigur garantează descărcarea debitelor infiltrate în caz de incidente la baza măştii. Barajul a intrat în exploatare în 1984 şi performanţele sale în cei peste 13 ani de exploatare au fost pe deplin satis–făcătoare. În categoria barajelor de pământ cu diafragme din beton bituminos, pentru exemplificare, în figura 5.208 se prezintă profilul transversal al barajului Eberlaste ($H = 28$ m, Austria) [105].

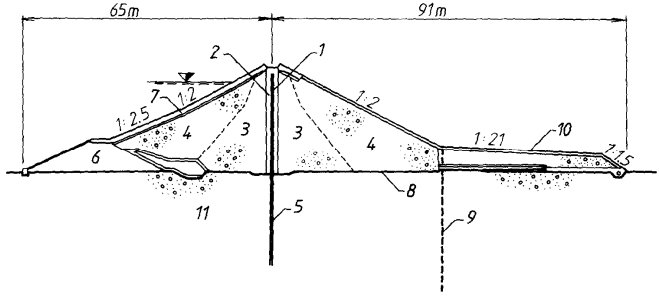


Fig. 5.208. Barajul Eberlaste, profil transversal: *1* - diafragmă din beton bituminos, *2* - zonă de tranziţie, *3* - aluviuni cu dimensiunea maximă 200 mm, *4* - aluviuni nesortate, *5* - perete mulat, *6* - batardou, *7* - rip rap, *8* - saltea bituminoasă impermeabilă, *9* - puţ de descărcare, *10* - banchetă stabilizatoare, *11* - depozite aluvionare de pietriş şi nisip cu grosimi până la 100 m.

Soluţia a fost aleasă pe criterii economice în comparaţie cu o variantă de baraj de pământ cu nucleu de material argilos. Amplasamentul este situat în Alpii Tirolezi la cota 1124 peste nivelul mării. Condiţiile geologice, nefavorabile şi caracteristicile slabe ale materialelor din terenul de fundare au impus de la început o soluţie de baraj din umpluturi. Roca de pe ambii versanţi prezinta o acoperire redusă cu material diluvial şi coboară foarte abrupt cu unghiuri de 60° către centrul văii. În mijlocul văii intr-un foraj de 100 m adâncime roca de bază nu a fost atinsă. Această rigolă de eroziune foarte adâncă este umplută cu depozite aluvionare de nisip şi pietriş. Materialul din albie este foarte permeabil şi amestecat cu bolovani mai ales lânga versanţi. În mijlocul văii depozitele aluviale sunt acoperite de un strat de nisip fin şi praf de circa 20 m grosime medie. În aceste condiţii geologice complexe, problema acomodării barajului cu posibile deplasări mari ale terenului de fundare a constituit o preocupare de bază încă din faza de proiectare. Calculele preliminare au stabilit că tasările fundaţiei barajului pot depăşi 1,00 m.

Soluţia de etanşare cu diafragmă de beton bituminos a fost considerată compatibilă cu condiţiile dificile arătate mai înainte. Lucrarile de umpluturi la baraj au început în 1967 şi s-au încheiat în August 1968, perioadă în care au fost depuşi cei 790.000 m^3 material în corpul barajului. Reţeta pentru betonul bituminos din diafragmă a conţinut 7,5% în greutate bitum B 300. În figura 5.209 se arată

evoluţia tasărilor maxime ale fundaţiei barajului în timpul construcţiei şi primii ani de exploatare. În mijlocul văii tasările maxime în timpul construcţiei au atins 2,20 m, dar ele s-au amortizat treptat în perioada următoare.

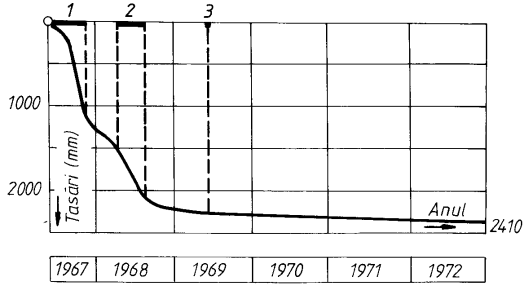


Fig. 5.209. Tasări maxime măsurate în fundaţia barajului Eberlaste: *1* - primul an de construcţie, *2* - anul al doilea de construcţie, *3* - începutul umplerii lacului.

Elementul de etanşare s-a acomodat bine cu deformaţiile mari din fundaţia şi corpul barajului, care au generat solicitări importante de forfecare şi incovoiere în diafragmă. Experienţa de la această lucrare a confirmat posibilitatea aplicării cu succes a acestei soluţii în condiţii geologice şi climatice severe şi pentru baraje mai înalte decât Eberlaste.

5.10.3. Alegerea soluţiei pentru etanşări de adâncime

Barajele de pământ se fundează în mod frecvent pe depozitele aluvionare sau diluviale existente în amplasament. Aceste depozite pot fi eterogene, cu coeficienţi de permeabilitate şi compresibilitate ridicaţi sau cu grosimi foarte mari de 50...100 m, situaţii în care soluţiile pentru etanşările de adâncime devin dificil de selectat şi deosebit de costisitoare. În continuare se prezintă în sinteză rezultatele unui studiu efectuat la Catedra de Construcţii Hidrotehnice din Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti [106] pentru stabilirea soluţiei de etanşare a fundaţiei barajului frontal Valea Sadului în zona profilelor P3...P7 (v. fig. 5.205). În această zonă studiile geologice au evidenţiat caracterul eterogen al terenului de fundare al barajului cu adâncimi ale rocii etanşe de bază (marnă) până la 45...50 m sub nivelul terenului.

Dificultăţile tehnice de realizare a unei etanşări verticale de 45...50 m în terenuri aluvionare cu bucăţi de rocă agabaritice au impus studierea unor variante alternative de etanşări combinate verticale şi orizontale (avantradier) sau numai orizontale (avantradier). Variantele pentru analize comparative avute în vedere se prezintă în tabelul 5.31. În vederea simplificării descrierii rezultatelor, fiecare variantă a primit o codificare, care se va utiliza în continuare în text şi în figuri.

Tabelul 5.31

Descrierea variantei de etanşare între profilele P3...P7	**Codificare**
Variantă etalon de comparaţie, fără etanşare în profunzime	A_1
Etanşare în profunzime cu H=20 m	B_1

Etanşare în profunzime şi injecţii până la roca de bază *H*=45 m	C_1
Etanşare în profunzime cu *H*=20 m şi avantradier cu *L*=100 m	D_1
Avantradier cu *L*=100 m	E_1
Avantradier cu *L*=200 m	E_2

Analizele efectuate tridimensional prin metoda elementelor finite cu programul ANSYS 5.0 au condus la evaluarea pentru fiecare variantă a spectrului tridimensional al suprafeţelor echipotenţiale iar pentru secţiuni caracteristice spectrele curbelor echipotenţiale, ale gradienţilor hidraulici şi ale vitezelor aparente de infiltraţie. Comparaţia între rezultate a permis în final selectarea celei mai bune variante. În tabelul 5.32 se prezintă valorile coeficienţilor de permeabilitate pe orizontală (k_h) şi pe verticală (k_v) ale diverselor materiale din ansamblul tridimensional baraj-teren de fundare, considerate în analiză.

Toate analizele au fost efectuate în cazul regimului permanent (infiltraţii staţionare) în ipoteza lacului plin. În figura 5.210 se prezintă modelul de calcul tridimensional. Schema de discretizare cuprinde 2496 de elemente SOLID70 cu 4...8 noduri pe element şi 3096 de noduri. Conturul zonei de fundaţie corespunde unei suprafeţe de curent (în plan linie de curent). Zona exterioară discretizării este considerată impermeabilă.

În figurile 5.211, 5.212 se ilustrează în profilul 5 unele rezultate în evaluarea variantelor de etanşare C_1 şi E_2. În vederea departajării variantelor s-au calculat infiltraţiile specifice în toate variantele de etanşare în secţiunea verticală prin axul coronamentului în dreptul profilului central 5. Rezultatele sunt prezentate în tabelul 5.33.

Tabelul 5.32

Număr de cod în modelul de calcul	**Tipul de material**	k_h **(axele x, z) [m/s]**	k_v **(axa y) [m/s]**
2	Aluviuni corp baraj	$8{,}10 \cdot 10^{-2}$	$8{,}10 \cdot 10^{-3}$
3	Mască beton armat	$5{,}00 \cdot 10^{-8}$	$5{,}00 \cdot 10^{-8}$
4	Perete vertical (voal etanşare)	$1{,}00 \cdot 10^{-6}$	$1{,}00 \cdot 10^{-6}$
5	Avantradier	$5{,}00 \cdot 10^{-6}$	$5{,}00 \cdot 10^{-6}$
12	Aluviuni cuaternare	$8{,}10 \cdot 10^{-3}$	$8{,}10 \cdot 10^{-4}$
13	Nisip + pietriş mic	$9{,}26 \cdot 10^{-5}$	$9{,}26 \cdot 10^{-6}$
14	Nisip marnos	$1{,}74 \cdot 10^{-5}$	$1{,}74 \cdot 10^{-6}$
15	Nisip + bolovăniş	$6{,}94 \cdot 10^{-5}$	$6{,}94 \cdot 10^{-6}$
16	Marnă cenuşie	$1{,}00 \cdot 10^{-11}$	$1{,}00 \cdot 10^{-12}$

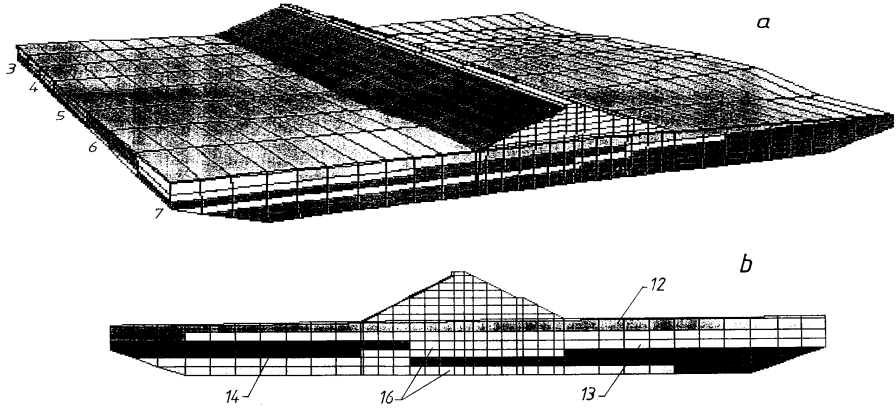
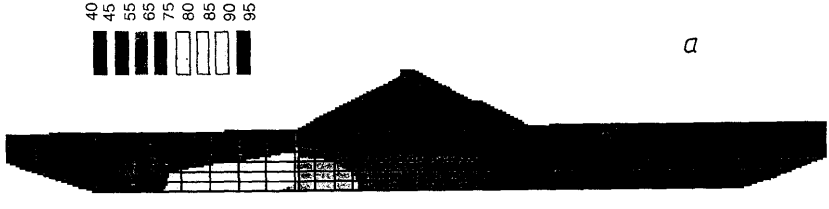


Fig. 5.210. Barajul Valea Sadului - schema de discretizare pentru alegerea etanşării de adâncime: *a* - vedere în perspectivă din amonte, *b* - secţiune în profilul 5.

Tabelul 5.33

Varianta	Infiltraţii specifice în profilul 5	
	litri/secundă · mℓ	%
A_1	119,00	100,00
B_1	1,16	0,97
C_1	0,84	0,70
D_1	1,10	0,92
E_1	25,60	21,51
E_2	15,90	13,36



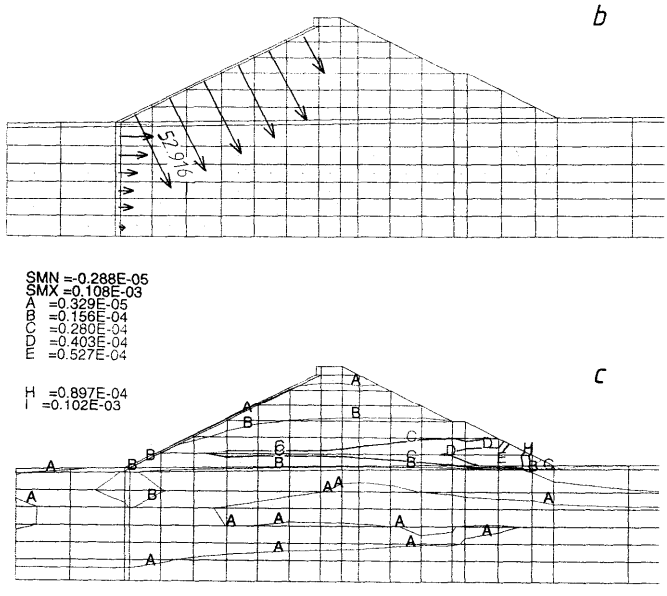
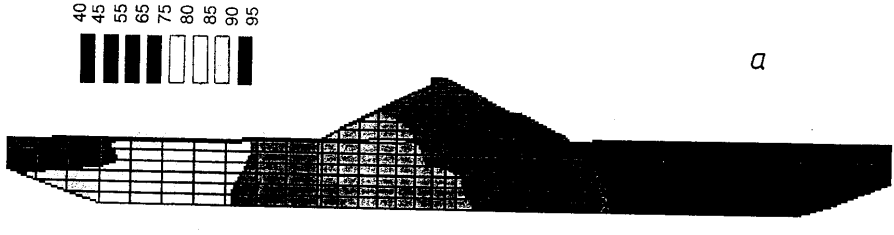


Fig. 5.211. Barajul Valea Sadului - profilul 5 - rezultate în evaluarea variantei C_1 de etanşare: *a* - linii echipotenţiale, *b* - gradienţi hidraulici, *c* - linii de egale viteze orizontale (m/s).

Datele din tabelul 5.33 pun în evidenţă ineficienţa etanşărilor cu avantradiere, în cazul analizat. Aceasta se poate explica prin lungimea insuficientă a avantradierelor în raport cu adâncimea coloanei de apă de 52 m şi prin permeabilitatea ridicată a stratului de fundaţie de la suprafaţă constituit din aluviuni grosiere (număr de cod 12).

Din punct de vedere al limitării infiltraţiilor prin corpul şi fundaţia barajului, singurele variante de luat în consideraţie ar fi B_1 şi C_1. Varianta B_1 cu ecran flotant (ecran care nu se închide într-un strat impermeabil) nu este însă recomandabilă din cauza gradienţilor hidraulici mari care apar la baza ecranului şi care pot amorsa fenomene de eroziune internă. În consecinţă, singura variantă recomandabilă este C_1: ecran vertical de 45 m adâncime până la roca de bază sau ecran vertical de 20 m combinat cu voal de etanşare prin injecţii până la roca de bază. Dificultăţile tehnologice legate de realizarea unui ecran vertical de etanşare de 45 m adâncime pot fi depăşite prin folosirea unor echipamente corespunzătoare: hidrofreze, instalaţii Kelly pentru ecrane de adâncimi mari etc.



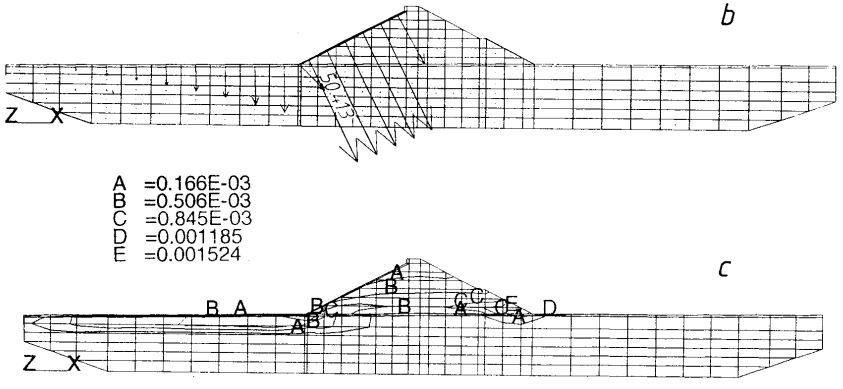


Fig. 5.212. Barajul Valea Sadului - profilul 5 - rezultate în evaluarea variantei E_2 de etanşare: *a* - linii echipotenţiale, *b* - gradienţi hidraulici, *c* - linii de egale viteze orizontale (m/s).

În tabelul 5.34 sunt prezentate valorile maxime ale gradienţilor hidraulici şi ale vitezelor aparente inclusiv zonele în care apar, pentru câteva dintre variantele analizate.

Tabelul 5.34

Varianta	Gradienţi hidraulici		Viteze aparente de infiltraţie [m/s]	
	Valori maxime	Zona unde apar	Valori maxime	Zona unde apar
A_1	36,5	mască de beton armat	0,046 (profil 6) 0,038 (profil 5)	racord mască-perete mulat picior aval baraj
B_1	53,0 26,5 6,6	mască de beton armat parte superioară perete mulat aluviuni la baza peretelui mulat	0,00032 (profil 5) 0,00012 (profil 4)	picior aval baraj aluviuni la baza peretelui mulat
C_1	53,0 26,5	mască de beton armat parte superioară perete mulat	0,00024 (profil 5)	picior aval baraj
E_2	50,6 18,6	mască de beton armat avantradier lângă picior amonte baraj	0,0067 (profil 5)	picior aval baraj

În beton conform datelor din literatură, se pot admite gradienţi hidraulici de 80...100. Rezultă că gradientul hidraulic maxim obţinut prin calcul de 53 este acceptabil pentru masca din beton armat. În schimb gradientul de 6,6 în aluviuni la baza peretelui mulat în varianta B_1 depăşeşte valorile admisibile în asemenea terenuri. De asemenea în avantradierele din materiale argiloase, gradienţii hidrau–lici admisibili nu depăşesc valori de 2...3.

După cum era de aşteptat valorile cele mai mari ale vitezelor de infiltraţie apar la piciorul aval al barajului. Exceptând varianta etalon A_1 care nu dispune de etanşare de adâncime şi în care viteza aparentă la piciorul aval al barajului se situează la valoarea de 3,8 cm/s, în toate celelalte variante vitezele aparente sunt mai mici de 1,0 cm/s.

Datele din tabelul 5.34 furnizează elemente suplimentare în sprijinul variantei C_1 care a fost în final selectată ca soluţie de etanşare de adâncime în zona profilelor P3...P7 din amplasament.

5.11. Baraje de pământ cu etanşări pământoase

5.11.1. Descriere constructivă generală

Alcătuirea constructivă a barajelor de pământ cu etanşări pământoase se diferenţiază de cea a barajelor mixte de piatră şi pământ numai prin materialul care alcătuieşte prismele de rezistenţă care este pământ. Acesta sub formă de balast, pietriş, nisip, nisip argilos etc. se extrage de obicei din balastiere situate în vecinătatea amplasamentului barajului în albia majoră a râului. Piatra de bună calitate rulată de râu (cu muchiile rotunjite) şi balastul în general s-au dovedit materiale capabile să suporte încărcări foarte mari. De aceea, în prezent cele mai înalte baraje din lume şi primele care au depăşit înălţimea de 300 m sunt baraje de pământ cu nucleu din material argilos. Acestea sunt barajele Nurek ($H = 308$ m) şi Rogunski (în construcţie, $H = 335$ m), ambele pe râul Vahş în Tadjikistan şi au fost deja prezentate la punctul 5.1.3.

Cel mai mare baraj din lume din punct de vedere al volumului de umpluturi este barajul Tarbela ($H = 147$ m) de pe fluviul Indus din Pakistan al cărui volum este de 137 milioane mc (fig. 5.213).

Barajul principal din pământ cu nucleu înclinat din material argilos este completat de două baraje auxiliare care închid două văi secundare de la malul stâng. Descărcătorii de ape mari (de serviciu şi auxiliar) de tip canal lateral sunt amplasaţi la malul stâng. Patru galerii de derivaţie cu diametrul interior de 21 m amplasate la malul drept asigură furnizarea debitelor la centrala hidroelectrică de la piciorul aval al barajului şi pentru irigaţii [107].

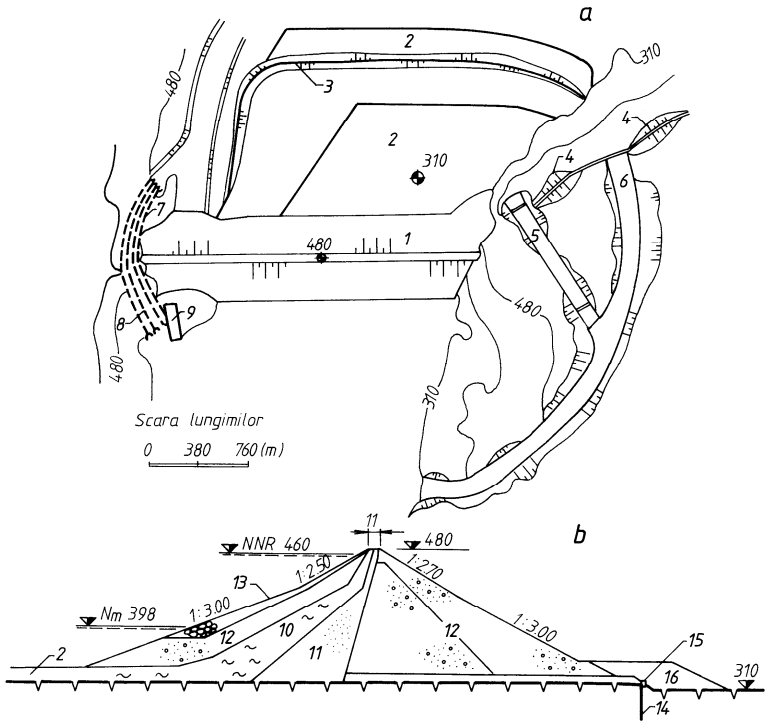


Fig. 5.213. Barajul Tarbela: *a* - vedere în plan, *b* - secţiune transversală tip; *1* - corp baraj principal, *2* - avantradier, *3* - batardou amonte, *4* - baraje auxiliare, *5* - descărcător principal, *6* - descărcător auxiliar, *7* - aducţiuni hidroenergetice, *8* - aducţiuni pentru irigaţii, *9* - centrală hidroelectrică, *10* - etanşare cu material argilos, *11* - strat drenant, *12* - prisme de balast, *13* - rip rap, *14* - puţ de drenaj, *15* - galerie de drenaj, *16* - banchetă stabilizatoare.

Una din problemele cele mai dificile care a trebuit rezolvată a fost aceea de etanşare a terenului de fundare a barajului. Barajul principal este fundat pe depozite aluvionare cu grosimi curente variind între 60...120 m, grosimea maximă măsurată local ajungând la 183 m. Depozitele sunt constituite în principal din bolovani şi pietriş în matriţe de nisipuri fine sau medii, dar există şi straturi numai din bolovani şi pietriş cu volume mari de goluri. Roca de bază din amplasament constituită din calcare cu intercalaţii de philită şi cuarţit la malul stâng şi în principal şisturi la malul drept este în general puternic sau moderat fracturată. Caverne de dimensiuni moderate au fost identificate la malul drept. Studii extinse de teren privind permeabilitatea şi eroziunea internă au fost efectuate în vederea proiectării sistemului de etanşare şi drenaj.

Sistemul de etanşare-drenaj a fost proiectat în acord cu practica de la US Army Corps of Engineers. El constă dintr-un nucleu înclinat pentru etanşarea corpului barajului în care gradientul hidraulic maxim admis la orice cotă a fost 4, un avantradier extins 1432 m de la piciorul amonte al barajului principal, voal de injecţii şi drenaj, saltea de drenaj, galerie colectoare şi puţuri de drenaj. Puţurile de

drenaj din zona piciorului aval al barajului au fost adâncite până la 75 m pentru a intercepta infiltraţiile potenţiale prin straturile adânci din fundaţie cu permeabilităţi foarte ridicate.

Cel mai înalt baraj din România de tipul de pământ cu nucleu de material argilos, barajul Măneciu ($H = 78$ m) a fost deja prezentat la punctul 5.1.3. Alte realizări reprezentative din România în domeniul barajelor de acest tip sunt comentate în continuare.

În figura 5.214 sunt prezentate două profile transversale caracteristice prin barajul Stânca-Costeşti de pe Prut ($H = 47$ m) exploatat în comun de România şi Republica Moldova [108].

Barajul este situat într-o zonă unde lăţimea albiei majore de circa 3...4 km se îngustează la circa 400 m prin recifuri calcaroase care constituie un baraj natural. Lacul de acumulare cu un volum total de $1{,}4 \cdot 10^9$ m^3 serveşte pentru combaterea inundaţiilor, irigaţii, alimentări cu apă, producere de energie electrică, piscicultură.

Roca de bază în amplasament este formată din calcare recifale cu permeabilitate mai mare şi marnocalcare. Prismul de rezistenţă din aval al barajului este însă fundat pe stratul natural de nisip şi pietriş existent în albie. Batardoul amonte inclus în corpul barajului este fundat pe un strat etanş de praf argilos loessoid.

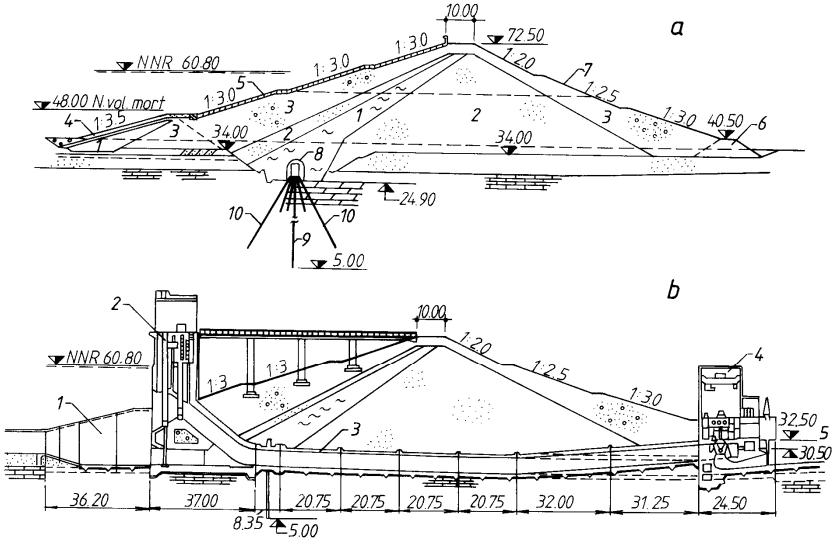


Fig. 5.214. Barajul Stânca Costeşti; *a* - profil transversal tip; *1* - argile loessoide, *2* - nisip prăfos, *3* - balast, *4* - anrocamente, *5* - protecţie cu dale din beton armat, *6* - prism drenaj, *7* - taluz înierbat, *8* - galerie de injecţii, *9* - voal de etanşare, *10* - reţea de drenaj; *b* - profil transversal în zona centralei hidroelectrice; *1* - intrare la priza de apă, *2* - priza de apă, *3* - structură de beton armat a galeriilor de aducţiune şi golirilor de fund, *4* - centrală hidroelectrică 2 x 15 MW, *5* - bazin de liniştire.

Barajul principal este realizat cu pământurile din luncă: partea centrală din nisip argilos, prismele amonte şi aval din balast, iar ecranul înclinat fundat pe stâncă din argile prăfoase loessoide.

Soluţia cu ecran a fost preferată celei cu nucleu central, pentru ca elementul de etanşare să fie fundat pe marno-calcarele de calitate superioară în raport cu calcarele recifale situate în jumătatea aval a profilului transversal. De asemenea, în condiţiile precipitaţiilor frecvente din amplasament, soluţia aleasă are avantajul că execuţia prismului aval de balast se poate desfăşura independent şi necondiţionat de cota depunerilor din ecran. Depunerile de material argilo-prăfos loessoid în ecran se pot face numai în zilele senine şi cu temperaturi pozitive.

Ecranul are la bază o galerie pentru injecţii şi drenaj. Forajele de drenaj sunt dispuse în evantai atât în aval cât şi în amonte de voalul de etanşare, acestea din urmă pentru reducerea presiunilor pe voal.

Protecţia paramentului amonte al barajului la acţiunea valurilor s-a realizat cu dale din beton, iar paramentul aval a fost protejat prin înierbare împotriva efectelor erozive ale apelor de şiroire.

Centralele hidroelectrice sunt situate la piciorul aval al barajului, în lunca de pe malul drept. Galeriile de aducţiune (câte una pentru fiecare centrală) şi golirile de fund (câte două de fiecare parte a galeriilor energetice) sunt unite într-un singur bloc din beton armat, traversează corpul barajului şi sunt fundate pe calcar (fig. 5.214,*b*). Un evacuator de suprafaţă, amplasat pe grindul recifal mal drept, între barajul de pământ şi barajul de închidere mal drept asigură evacuarea viiturilor cu asigurare peste 1% ($Q_{afl} = 2940\ \mathrm{m^3/s}$).

Barajul Motru ($H = 48$ m, fig. 5.215) este înscris într-o vale asimetrică cu versantul stâng mai abrupt cu panta medie 40%, iar versantul drept mai lin cu panta medie de 16%. Barajul este fundat pe roca alcătuită din granognaise în zona centrală şi la malul stâng şi pe depozitele detritice cu grosimi până la 40 m, în zona terasei de la malul stâng.

Etanşarea barajului se realizează cu nucleu de argilă care are o lăţime de circa 65 m în talveg şi se subţiază la 4,00 m la partea superioară. Pe ambele feţe, nucleul este protejat cu un strat de material drenant (nisip) cu grosimea de 2,00 m. Pe faţa aval de la o cotă situată cu 11 m sub cota coronamentului, până la bază s-a executat un filtru invers compus din două sorturi de balast cernut. El se continuă până la piciorul aval al barajului cu o saltea drenantă din pietriş.

Prismele de rezistenţă sunt alcătuite din balast argilos şi nisipos. Paramentul amonte în zona de variaţie a nivelului apei în lac este protejat împotriva acţiunii valurilor cu un strat de bolovani de râu (rip-rap). Piciorul aval în zona albiei iniţiale este întărit cu blocuri de piatră naturală.

În zona axului barajului, la cota fundaţiei s-a executat un pinten de beton de 5 m lăţime şi 1...2 m grosime, care în faza de execuţie a servit pentru realizarea injecţiilor de consolidare şi etanşare atât în roca de bază cât şi în depozitele din terasa de la malul drept.

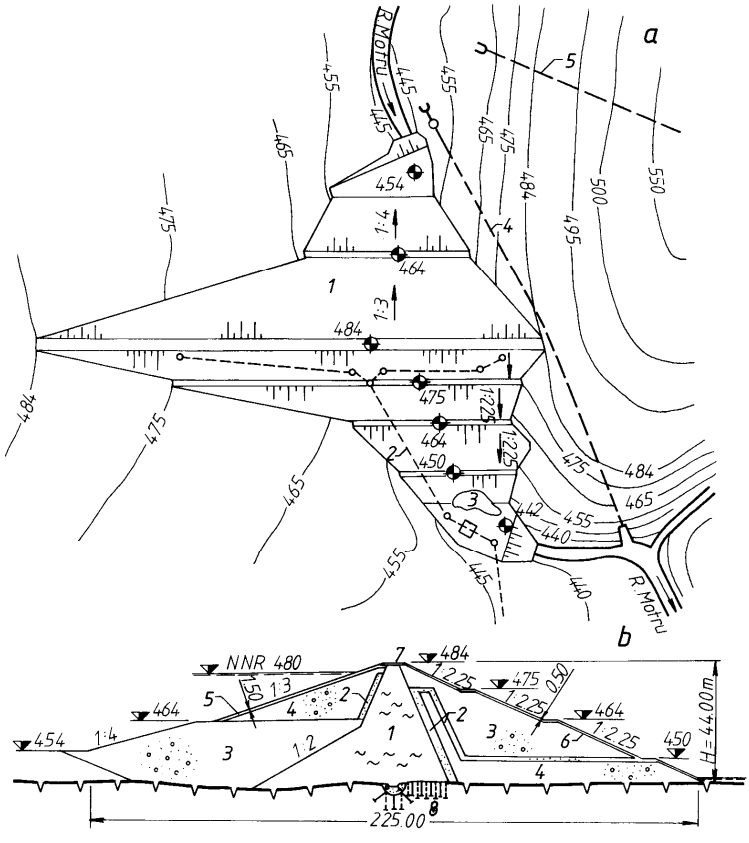


Fig. 5.215. Barajul Motru: *a* - plan de situaţie; *1* - corp baraj, *2* - tuburi de drenaj, *3* - proeminenţă stâncoasă, *4* - galerie de deviere, descărcător pâlnie şi golire de fund, *5* - aducţiune; *b* - secţiune transversală, *1* - amestec de argilă cu balast argilos, *2* - filtre de balast, *3* - balast argilos, *4* - material drenant din balast şi bolovani de râu, *5* - anrocamente, *6* - protecţie aval prin înierbare, *7* - amenajare coronament, *8* - injecţii de consolidare şi etanşare.

Etanşarea terenului de fundare s-a făcut prin injecţii cu suspensii de ciment şi bentonită. Încă de la punerea sub sarcină a barajului (1982) s-au constatat infiltraţii din bieful amonte prin terasa de la malul drept, care au atins 50 ℓ/s la nivelul maxim în lac. Infiltraţiile sunt o consecinţă a imperfecţiunilor voalului de etanşare prin injecţii în depozitele permeabile de materiale detritice din terasa mal drept. Deşi fenomenul are toate caracteristicile unui proces lent de eroziune internă, până în prezent nu s-au constatat tasări diferenţiate sau prăbuşiri locale în zona de terasă în care se produc aceste infiltraţii. Fenomenul este supravegheat şi în perioada următoare se are în vedere refacerea etanşării de adâncime în terasa de la malul drept al barajului.

5.11.2. Supraînălţarea barajelor de pământ

Barajele de pamânt se adaptează uşor execuţiei în etape sau supraînălţării. În prezent, datorită epuizării a mare parte din amplasamentele cele mai favorabile şi a creşterii presiunilor ecologiste împotriva realizării de noi mari baraje, îmbunătăţirea performanţelor barajelor existente inclusiv prin supraînălţarea lor apare ca o soluţie deosebit de atractivă.

Supraînălţarea barajelor de umpluturi cu nucleu din material argilos poate fi realizată prin întărirea prismelor laterale de rezistenţă, frecvent prin îndulcirea pantelor taluzelor lor. Această măsură se impune pentru a preveni eventuale alunecări datorită unor factori ca:

- supraestimarea unghiurilor de frecare interioară a materialelor;
- subestimarea influenţei presiunilor apei din pori;
- creşterea coeficienţilor de intensitate seismică pe baza datelor obţinute după construcţia barajului.

Întărirea prismului aval al barajelor din umpluturi este o lucrare relativ uşoară care poate fi făcută în întregime la uscat cu lacul în stare operaţională. Pe de altă parte întărirea prismului amonte necesită în general golirea completă a lacului şi suplimentar îndepărtarea depozitelor sedimentare din lac în vederea îmbunătăţirii condiţiilor de fundare a zonei piciorului amonte al barajului. În cazul supraînălţării barajelor, întărirea prismului aval oferă următoarele avantaje suplimentare:

- materialele din prismul aval vor avea în timp o capacitate de rezistenţă mai mare la alunecare datorită consumării tasărilor interne; în aceste condiţii o creştere cu 10...15% a înălţimii barajului poate fi efectuată fără a fi necesară reducerea pantei taluzului aval;
- lărgirea bermelor pe paramentul aval poate fi folosită pentru reducerea pantei generale medii a paramentului aval.

Supraînălţarea nucleului este condiţionată de asigurarea pe înălţime a unor gradienţi hidraulici medii satisfăcători, astfel încât etanşeitatea barajului să nu fie pusă în pericol.

În figura 5.216 se prezintă profilul supraînălţat al barajului Yuecheng (China) de 53 m înălţime. Corpul barajului iniţial a fost realizat din lut. Barajul este prevăzut cu etanşare orizontală sub formă de avantradier din material lutos. Supraînălţarea s-a realizat prin adăugarea la faţa aval a barajului a unui volum suplimentar de umpluturi. Intre zona existentă şi cea adăugată s-a prevăzut o saltea drenantă din nisip şi pietriş care se ridică pe paramentul aval până la circa jumătate din înălţimea barajului. Piciorul aval al barajului este prevăzut cu filtru invers pentru prevenirea riscului de eroziune internă [109].

Barajul Songhua (China) (fig. 5.217) din pământ cu nucleu argilos a avut iniţial înălţimea maximă de 48 m, iar după supraînălţare are înălţimea maximă de 62 m. Calitatea materialelor din barajul iniţial atât din nucleu, cât şi din prismele de rezistenţă a fost slabă.

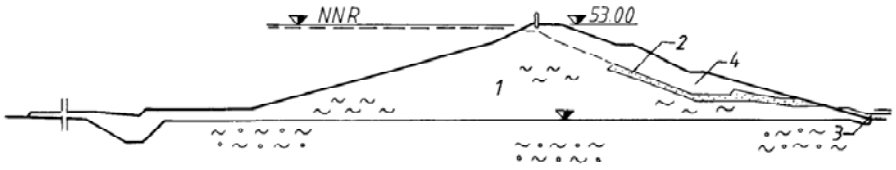


Fig. 5.216. Supraînălţarea barajului Yuecheng (China): *1* - lut, *2* - saltea drenantă, *3* - filtru invers, *4* - umplutură pentru supraînălţare.

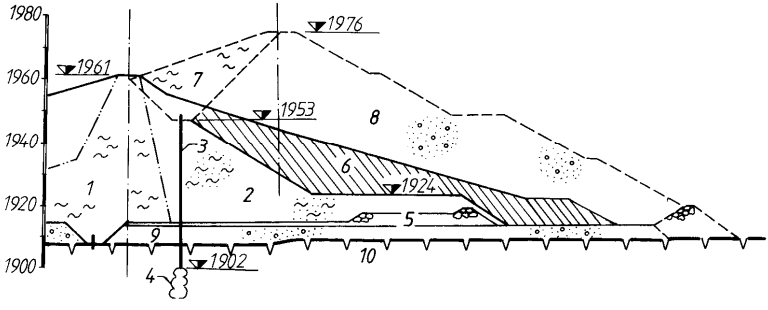


Fig. 5.217. Supraînălţarea barajului Songhua (China): *1* - nucleu argilos, *2* - nisip argilos, *3* - diafragmă de beton realizată cu ocazia supraînălţării, *4* - voal de etanşare, *5* - strat drenant, *6* - zonă consolidată prin vibroflotare, *7* - mască argiloasă protejată cu filtre inverse şi rip rap, *8* - umplutura pentru supraînălţare, *9* - nisip şi pietriş, *10* - roca de bază.

După punerea sub sarcină a barajului s-au efectuat lucrări de consolidare în trei etape, dar deficienţele în exploatare au persistat. Ele au constat din fisuri şi infiltraţii în zonele de racord a barajului cu versanţii. Supraînălţarea barajului s-a decis pentru controlul viiturilor şi consolidarea lui. Etanşarea barajului supraînălţat se realizează cu o diafragmă de beton de 80 cm grosime care se continuă cu o mască groasă din material argilos. O zonă importantă din prismul aval al barajului existent a fost consolidată prin vibroflotare. După vibroflotare, greutatea volumetrică în stare uscată a materialului a crescut la 18,8 kN/m^3 şi mai mult, densitatea relativă a crescut la peste 0,75 şi coeficientul de compresibilitate a fost redus la 0,009 cm/daN.

Barajul Cetian, $H = 41{,}7$ m (China) (fig. 5.218) de tipul omogen din pământ a intrat parţial în exploatare în 1963 iar în anul 1976 a fost pus sub întreaga sarcină. În 20 de ani de exploatare datorită colmatării lacului s-a redus capacitatea lui de stocare şi de control al viiturilor. De asemenea pe parcursul exploatării au apărut fisuri importante şi pierderi de apă prin corpul barajului. În aceste condiţii s-a decis supraînălţarea barajului cu 7 m. Un nou sistem de etanşare cu diafragmă de beton sub formă de perete mulat încastrat în roca de bază a fost realizat în zonele unde pierderile de apă prin fundaţie sau corpul barajului au fost importante.

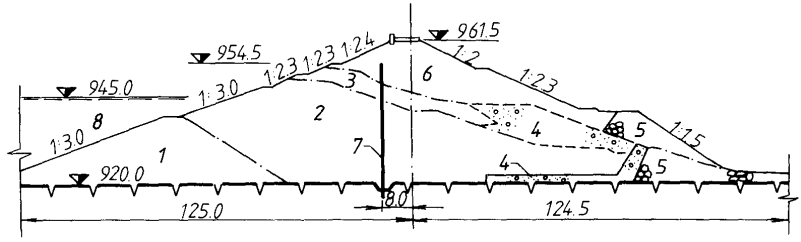


Fig. 5.218. Supraînălţarea barajului Cetian (China): *1* - umplutură compactată, *2,3* - umpluturi prin descărcare pământ în apă, *4* - pietriş nisipos, *5* - anrocamente, *6* - umpluturi compactate pentru supraînălţare, *7* - perete mulat realizat cu ocazia supraînălţării, *8* - depuneri în lacul de acumulare.

Supraînălţarea barajului s-a făcut prin realizarea unui prism de umpluturi compactate la paramentul aval al barajului. Umpluturile pentru supraînălţare s-au obţinut din excavaţiile rezultate de la alte lucrări din cadrul nodului hidrotehnic. Salteaua de drenaj existentă a fost completată cu un nou sistem amplasat în zona paramentului aval prin înlocuirea umpluturilor anterioare cu pietriş nisipos. Sistemul de drenaj descarcă într-un prism de anrocamente plasat la piciorul aval al barajului.

Barajul Târlung ($H = 45$ m) de pământ cu nucleu din material argilos, intrat în exploatare în anul 1979, a format o acumulare cu un volum brut de 18000000 mc, având ca folosinţă principală alimentarea cu apă a municipiului Braşov. Datorită creşterii consumului de apă, s-a impus supraînălţarea barajului cu 5 m pentru asigurarea unui volum util suplimentar în lac de 10000000 mc apă.

Barajul, din cauza caracteristicilor morfologice ale amplasamentului este constituit din două tipuri de profil (fig. 5.219):

– profil cu nucleu central aplicat în zona centrală şi versantul drept (cca. 120 m lungime);

– profil cu nucleu înclinat continuat cu perete de etanşare tip ELSE în zona terasei mal stâng unde barajul s-a fundat direct pe depozitele aluviale (cca. 580 m lungime şi $H = 14...24$ m).

Etanşarea în profunzime a rocii de bază formată din calcare marnoase şi gresii cu intercalaţii şistoase puternic fisurate s-a făcut cu injecţii cu lapte de ciment.

Supraînălţarea barajului cu 5 m s-a realizat prin estinderea spre aval a profilului, astfel încât lucrările din umpluturi să se poată realiza simultan cu exploatarea în continuare a lacului, cu unele restricţii în timpul lucrărilor de modificare a descărcătorului de ape mari (canal lateral cu admisie frontală alcătuită dintr-un prag deversor cu 4 deschideri echipate cu stavile clapetă de $11{,}50 \cdot 1{,}00$ m) la noua cotă de retenţie.

Pe lângă umpluturile din corpul barajului şi lucrările de la descărcătorul de ape mari, în nodul hidrotehnic s-au mai realizat lucrări de supraînălţare a turnului de priză de apă şi de consolidare a versantului mal drept în vecinătatea umărului barajului.

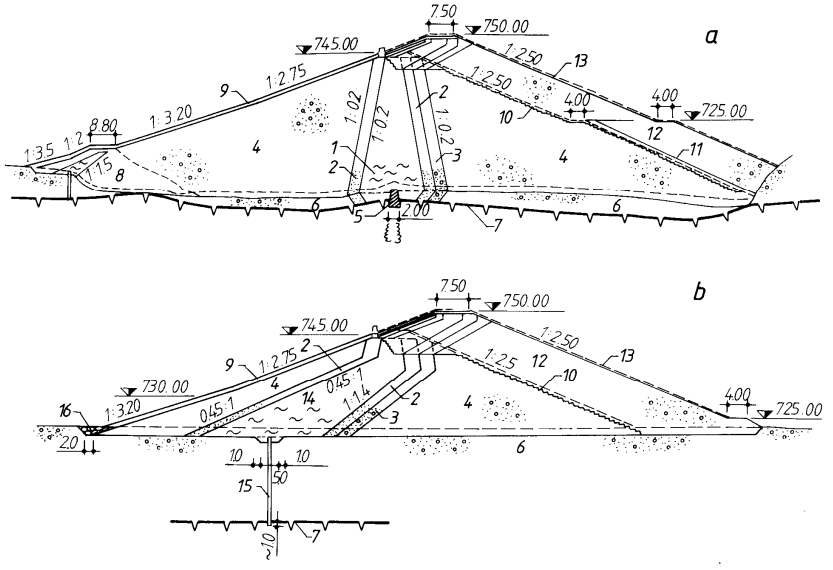


Fig. 5.219. Supraînălţarea barajului Târlung: *a* - în albie şi versantul drept, *b* - pe terasa de la malul stâng; *1* - nucleu din material argilos, *2* - filtru de nisip, *3* - dren de nisip şi pietriş, *4* - balast, *5* - pinten de beton şi voal de etanşare, *6* - balast natural, *7* - calcare marnoase şi gresii, *8* - batardou amonte, *9* - rip rap, *10* - trepte de infrăţire, *11* - strat drenant de nisip+pietriş, *12* - umplutură de balast pentru supraînălţare, *13* - înierbare, *14* - nucleu înclinat, *15* - ecran de etanşare tip ELSE, *16* - pinten amonte din bolovani.

5.11.3. Evaluarea deplasărilor şi măsurători în exploatare

În cadrul celui de al 4-lea seminar international organizat la Madrid în 1996 de Comitetul Tehnic ICOLD pentru calculul barajelor, una din cele patru probleme propuse pentru rezolvare s-a referit la evaluarea stării de deplasări şi eforturi în diverse faze de construcţie şi exploatare pentru un baraj de pământ cu nucleu argilos fundat pe un teren slab de fundare. Barajul denumit Esperanza ($H = 47$ m) din Ecuador a fost bine monitorizat astfel încât rezultatele furnizate de diverşi participanţi în rezolvarea acestei probleme au putut fi comparate cu rezultatele măsurătorilor de la baraj.

În figura 5.220 se ilustrează profilul transversal prin barajul Esperanza propus pentru analiză şi secţiunile în care se face comparaţia rezultatelor. Partici–panţii au avut libertatea să-şi aleagă modelul de calcul cu condiţia respectării datelor de intrare geotehnice şi geometrice furnizate de organizatori [110].

Problema a fost rezolvată de 6 colective de autori care au propus 11 rezolvări folosind diverse modele şi programe de calcul. În tabelul 5.35 se prezintă principalele ipoteze admise în rezolvarea problemei [110].

Tabelul 5.35

Autori	Modele constitutive	Programe de calcul	Presiuni în pori	Condiţii de drenaj a materialelor
Purnuş, Popovici şi Groza [111]	Duncan-Chang (1970) Starea de deformaţie plană	SIMEXD ELFIGEN	Calculate la sfârşitul construcţiei barajului. Infiltraţii staţionare din lacul format de batardou.	Feţele amonte şi aval ale nucleului complet drenate
Stematiu et al.	Duncan-Chang (1970) Starea de deformaţie plană	MATLOC	Nucleu saturat. Presiuni în pori numai în nucleu.	Feţele amonte şi aval ale nucleului complet drenate. Fundaţia impermeabilă.
Pestana et al.	Duncan et al. (1950) Cam clay (1986) Starea plană de deformaţie. Peretele de etanşare neinclus în analiză	GEOFEAP CONSWELL	Nu s-a considerat presiunea apei din pori în nucleu. În fundaţie, în pori s-a considerat presiunea hidrostatică.	Toate materialele s-au considerat perfect drenate.
ISMES/ENEL /CRIS Barbera et al.	Duncan-Chang (1970) Cam clay extins (1994) Drucker-Prager Starea de deformaţie plană	OMEGA		În nucleu, parametrii pentru material nedrenat. În fundaţie şi prisme, parametrii pentru material perfect drenat.
Pagano et al.	Duncan et al. (1980) Cam clay Starea de deformaţie plană	ABAQUS	În fundaţie, în pori s-a considerat presiunea hidrostatică.	Nucleul ne-Drenat. Fundaţia şi prismele complet drenate.
Bolinaga/ Alonso	Duncan et al. (1980) Starea de deformaţie plană Peretele de etanşare neinclus în analiză	AUTOMESH-SOILSTRUCT	În nucleu nu s-a considerat presiunea apei din pori. În fundaţie, în pori s-a considerat presiunea hidrostatică.	Nucleul în condiţii semisaturat nedrenat. Fundaţia şi prismele complet drenate.

În tabelul 5.36 se prezintă parametrii de materiale conform modelului hiperbolic Duncan-Chang, utilizaţi în analizele efectuate de Purnuş et al. [111]. Parametrii corespund celor recomandaţi de organizatori, parametrii suplimentari *F* şi *D* asociaţi coeficientului Poisson fiind evaluaţi prin calibrarea modelului matematic cu tasările finale măsurate în axa batardoului amonte (tasări de 1,40 m).

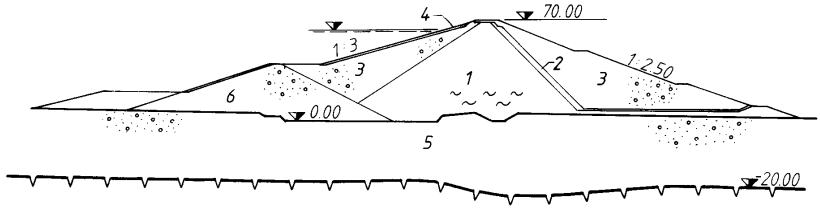


Fig. 5.220. Barajul Esperanza (*H*=60 m, Ecuador) - profil transversal: *1* - nucleu din material argilos, *2* - filtru invers, *3* - nisip prăfos, *4* - rip rap, *5* - material natural argilos, prăfos, nisipos, *6* - batardou amonte.

Tabelul 5.36

Parametrul	**Material 1 Nisip prăfos dens**	**Material 2 Nucleu de argilă**	**Material 3 Argilă tare**	**Material 4 Argilă moale**	**Material 5 Nisip prăfos**	**Material 6 Beton plastic**
Greutate volumetrică kN/m^3	21	19,77	20	20	20,18	22
Coeziune (kPa)	0	100	250	4	0	250
Unghi de frecare internă, φ (°)	36	8	-	26	35	-
Exponent modul, *n*	0,25	0,10	0,001	0,85	0,25	0,011
Număr modul, *K*	450	250	500	20	450	1500
Număr modul descărcare încărcare K_{nr}	900	500	700	80	900	2000
Număr modul comprimare K_b	350	100	400	24	350	800
Parametru coeficient Poisson, *D*	0,15	3,14	2,00	0,50	0,17	0,00
Parametru coeficient Poisson, *G*	0,34	0,38	0,30	0,37	0,35	0,17
Coeficient Poisson, *F*	0,14	0,02	0,10	0,12	0,14	0,00
Parametru presiune pământ, K_0	0,41	0,00	0,00	0,56	0,00	0,00
Raport de rupere, R_f	0,70	0,90	0,70	0,85	0,70	0,90
Exponent modul compresibilitate, *m*	0,00	0,50	0,00	0,85	0,00	0,00
Coeficient de permeabilitate orizontală, k_h (m/s)	$2 \cdot 10^{-5}$	10^{-7}	10^{-5}	10^{-5}	10^{-5}	10^{-10}
Coeficient de permeabilitate verticală, k_v (m/s)	$2 \cdot 10^{-5}$	10^{-8}	10^{-5}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-11}

În figurile 5.221 şi 5.222 se prezintă comparativ după diverşi autori diagramele de tasări şi deplasări orizontale în axul profilului la terminarea construcţiei. Diagramele sunt prezentate grupat pentru rezolvări bazate pe modelul

hiperbolic Duncan-Chang cel mai frecvent aplicat şi respectiv pentru alte modele (cam clay, Drucker-Prager). În cazul tasărilor este prezentată şi diagrama rezultată din măsurători.

Comparaţia rezultatelor calculelor arată o corespondenţă satisfăcătoare între rezultate având în vedere diversitatea modelelor de calcul şi fineţea reţelelor de discretizare utilizate. Acurateţea de reproducere a măsurătorilor de tasări este practic egală între modelele hiperbolice şi alte modele (cam clay, Drucker-Prager). De remarcat că nici un model nu a reprodus satisfăcător tasările din axul profilului barajului între cotele 30...65.

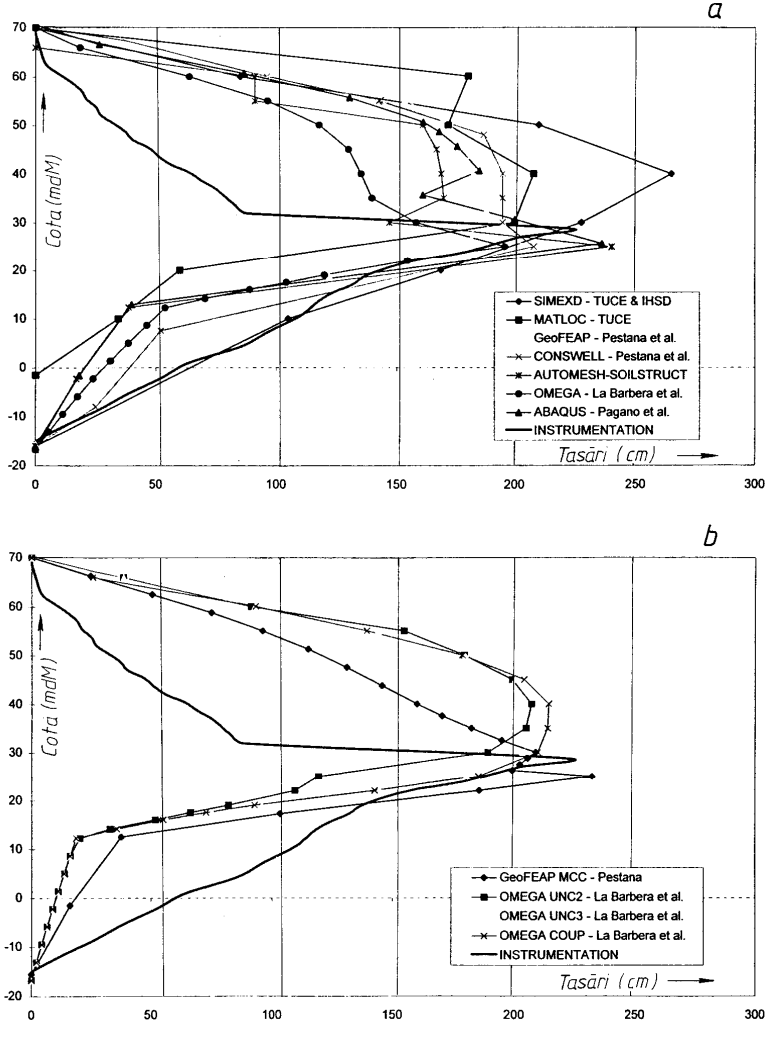


Fig. 5.221. Barajul Esperanza - Tasari calculate şi măsurate în axul barajului la încheierea construcţiei: *a* - calculate cu modelul hiperbolic, *b* - calculate cu alte modele.

Barajul Nurek (fig. 5.17) de pământ cu nucleu din material argilos este cel mai înalt baraj din lume aflat în exploatare (v. punctul 5.1.3). Construcţia barajului, mai ales în primii ani s-a desfăşurat neuniform, prismul amonte fiind înălţat într-un ritm mai rapid decât restul barajului. Umplerea lacului s-a făcut simultan cu înălţarea barajului.

Amplasamentul barajului este situat într-o regiune muntoasă caracterizată prin condiţii geologice complexe şi seismicitate ridicată. Având în vedere importanţa barajului şi condiţiile naturale dificile, mai mult de 800 de instrumente diferite, tuburi înclinometrice şi piezometre au fost instalate pentru supravegherea lui. Cele mai multe instrumente au fost montate în nucleu, la contactul nucleului cu versanţii şi lângă umerii barajului [112].

În figurile 5.223 şi 5.224 se prezintă câteva prelucrări ale unor măsurători efectuate pe durata construcţiei barajului între anii 1973...1981. Tasările maxime în prismul amonte au fost măsurate la jumătatea înălţimii umpluturii şi au ajuns la valori maxime de 3,50 m. Tasările tipice în prismul amonte s-au produs prin aşa numita "subzidenţă" adică tasări suplimentare ale pământului pe durata umperii lacului. Valoarea medie a "subzidenţei" a atins 1,8% din înălţimea umpluturii situată sub nivelul apei (fig. 5.223).

Distribuţiile deplasărilor verticale în nucleu în profil transversal şi longitudinal au fost regulate, ceea ce a confirmat uniformitatea pământului. Corelaţia între tasările maxime δ_{max} ale nucleului şi înălţimea curentă a umpluturii H, determinată pe bază de măsurători, are expresia:

$$\delta_{max} = 0{,}00075\, H^{1,5} \tag{5.137}$$

unde δ_{max} şi H sunt în metri.

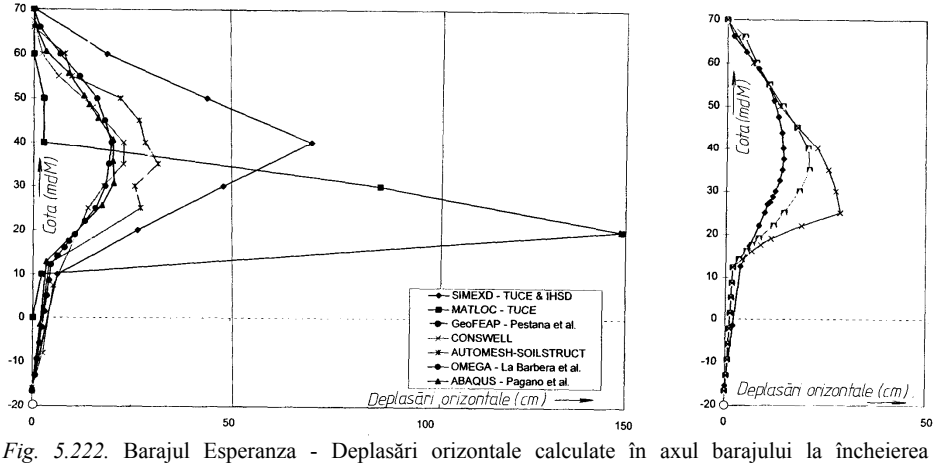


Fig. 5.222. Barajul Esperanza - Deplasări orizontale calculate în axul barajului la încheierea construcţiei: *a* - cu modele hiperbolice, *b* - cu alte modele (cam clay, Drucker-Prager).

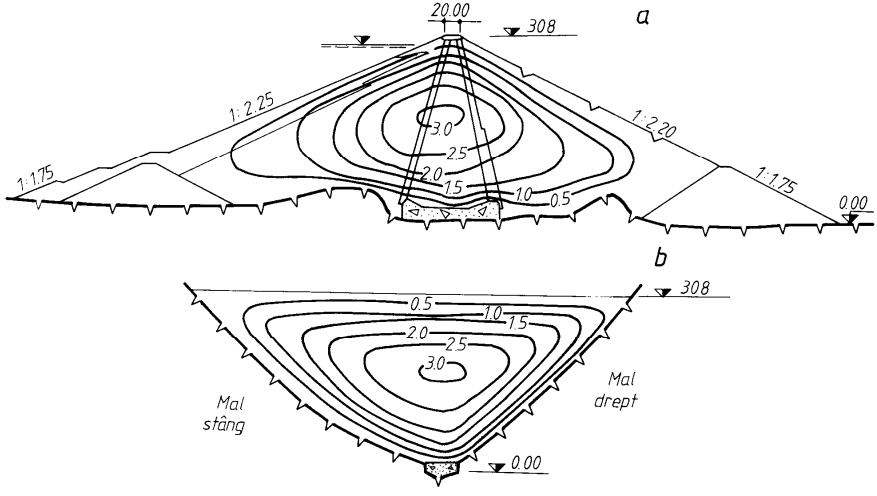


Fig. 5.223. Barajul Nurek - Curbe de egală tasare în metri măsuraţi la încheierea construcţiei: *a* - în secţiune transversală, *b* - în profil longitudinal prin axul nucleului.

Tasările în diferite zone în prismul aval au variat în limite largi de la 1,00 la 2,50 m.

Deplasările orizontale în profilele transversale au fost cu sens spre aval şi au crescut constant cu înălţimea umpluturii şi nivelul în lac (fig. 5.224). Deplasările orizontale maxime au fost înregistrate în nucleu şi prismul aval şi au atins 0,80 m.

Comparaţia deplasărilor orizontale între nucleu şi prismele laterale adiacente pune în evidenţă faptul că nucleul se lăţeşte în partea de jos. Totuşi, această lăţire nu este importantă, ea nedepăşind 0,7% din lăţimea nucleului.

Presiunea maximă a apei în pori din nucleu la încheierea construcţiei barajului a fost de 3,6 MPa, corespunzând unei adâncimi maxime a apei în lac de 257 m. Presiunea apei din pori a scăzut din secţiunea centrală către versanţi, punând în evidenţă efectul drenant al versanţilor. În perioada de exploatare presiunea maximă a apei în pori a scăzut la 2,9 MPa.

În toată perioada de construcţie, eforturile verticale nu au fost decât cu maximum 10...15% mai mici decât greutatea coloanei de umpluturi de deasupra punctelor de măsură. Aceasta poate proba că nu au fost practic efecte de atârnare ale nucleului din material argilos în prismele adiacente de balast. În profil transversal în nucleu, eforturile verticale maxime au fost înregistrate la faţa aval iar cele minime la faţa amonte. Efortul vertical maxim înregistrat în umplutură a fost de 5,7 MPa.

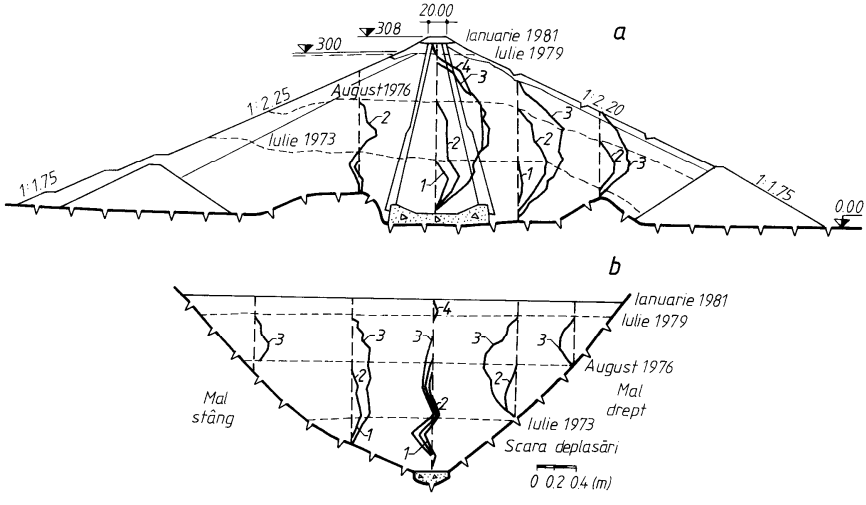


Fig. 5.224. Barajul Nurek - Diagrame de deplasări orizontale măsurate în diverse stagii de construcţie: *a* - în profil transversal, *b* - în profil longitudinal prin axul nucleului; *1* - iulie 1973, *2* - august 1976, *3* - iulie 1979, *4* - ianuarie 1981.

5.12. Alte tipuri de baraje din umpluturi

5.12.1. Baraje din zidărie de piatră

Barajele din zidărie de piatră, au corpul alcătuit din zidărie uscată executată din pietre cu suprafeţe cât mai plane, uneori prelucrate, aşezate prin teşirea rosturilor. Uneori se pot utiliza şi blocuri cu forme neregulate, golurile fiind umplute cu piatră spartă.

Într-o altă variantă constructivă, numai jumătatea amonte a profilului este realizată din zidărie uscată de piatră, iar jumătatea aval din anrocamente descărcate în vrac sau compactate în straturi [5].

Etanşarea corpului barajelor din zidărie cu piatră se face în general cu ecrane din beton armat. Mai puţin frecvent s-au aplicat şi soluţii de etanşare cu ecrane metalice, din lemn sau materiale bituminoase.

Barajele de acest tip s-au executat până la înălţimi maxime de circa 80 m; barajul Malpaso (Chile) din zidărie şi anrocamente are $H = 78$ m. Avantajul principal al acestor baraje constă în deformabilitatea redusă a corpului lor. Datorită consumului mare de manoperă la execuţia zidăriei, în prezent nu se mai construiesc baraje de acest tip.

În figura 5.225, pentru exemplificare, se prezintă vederea în plan şi o secţiune transversală prin barajul Disuero (Gela) din Italia. Barajul are o înălţime de 38 m deasupra terenului, respectiv 48 m deasupra vetrei. Profilul barajului este aproximativ trapezoidal, cu 6,00 m lăţime la coronament şi respectiv 80 m la bază, raportul lăţimea la bază/înălţime fiind 2,10.

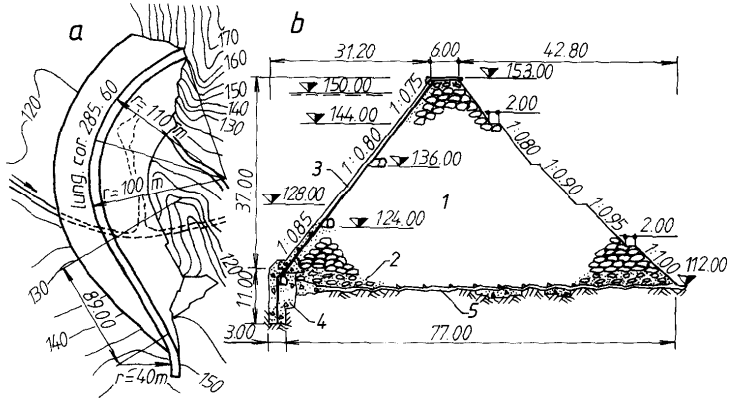


Fig. 5.225. Barajul Disuero-Gela (Italia): *a* - vedere în plan, *b* - secţiune transversală; *1* - zidărie uscată de piatră, *2* - zidărie cu mortar, *3* - ecran de beton, *4* - vatră, *5* - protecţie de beton.

Terenul de fundare, constituit parţial din argile marnoase, foarte sensibil la umiditate şi variaţii de temperatură a fost protejat cu o placă generală de beton. Corpul barajului, realizat dintr-o zidărie omogenă foarte compactă (25% goluri), reazemă pe această placă prin intermediul unui strat poros de zidărie cu mortar, de 1,5...2,0 m grosime.

Etanşarea de adâncime este realizată printr-o vatră din beton simplu de 8...11 m adâncime şi 3...5 m grosime, prevăzută cu o galerie de vizitare.

Etanşarea corpului barajului este asigurată de o mască de beton având 40 cm grosime, împărţită în dale de 12...15 m lăţime armate pe două direcţii. Masca reazemă pe un strat de beton simplu de 60 cm grosime, prevăzut cu un sistem de drenaj, format din tuburi şi galerii orizontale.

5.12.2. Baraje cu etanşări metalice, de lemn sau din geomembrane

Etanşările cele mai aplicate la barajele de umpluturi sunt din beton de ciment şi beton bituminos şi au fost deja prezentate.

Etanşările metalice - din oţel pur, oţel carbon sau oţel cupru - sunt flexibile şi etanşe dar costul lor este relativ ridicat. Folosirea lor sub formă de măşti de etanşare poate fi justificată numai în cazuri speciale, spre exemplu când se impune o rezistenţă deosebită la condiţii periculoase de mediu ambiant.

Măştile se execută din foi de oţel de 6...10 mm grosime îmbinate prin sudură. Legătura măştii cu stratul suport din beton sau zidărie se face prin ancoraje care permit deformaţii libere. În figura 5.226,*c*, se prezintă un mod tipic de realizare a rosturilor dintre plăci, sub formă de Ω, astfel încât să se permită

deplasarea lor relativă. Sistemul s-a aplicat la barajul Lago Verde din Italia în 1967 şi s-a comportat satisfăcător.

Dezavantajul principal al măştilor metalice este din cauza coroziunii lor în timp. Asemeni altor structuri metalice, măştile de etanşare necesită un tratament periodic de protecţie împotriva coroziunii la intervale de circa 10 ani.

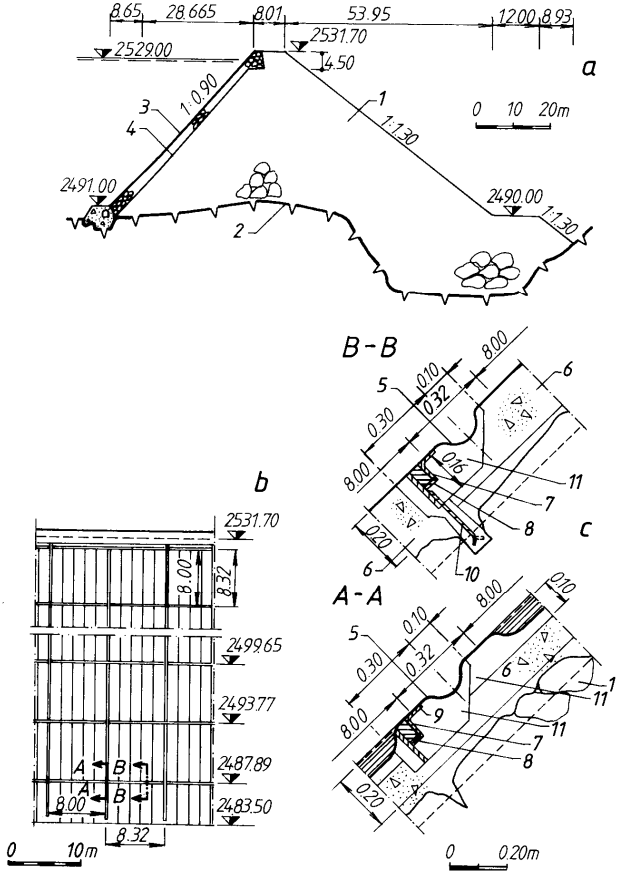


Fig. 5.226. Etanşare cu mască metalică la barajul Lago Verde (Italia): *a* - secţiune transversală, *b* - vedere a măştii metalice, *c* - detalii de îmbinare a foilor de metal; *1* - anrocamente, *2* - rocă de fundaţie din diorit, *3* - mască metalică, *4* - zidărie uscată, *5* - ondulare în formă de Ω a foii metalice, *6* - strat suport din beton poros de ciment, *7* - cornier, *8* - platbandă, *9* -rost sudat, *10* - ancoră, *11* - fantă.

La barajul Rio Lagartijo din Venezuela s-a aplicat o protecţie catodică pentru tola de metal. În Italia, două tipuri de tratamente au fost aplicate pentru protecţia externă a suprafeţei măştilor metalice: cu vopsea de tip vinil-acrilic aplicată în strat de circa 0,2 mm grosime şi cu elastomeri de tip cauciuc bitumat în

strat de circa 2 mm grosime. Tratamentele sunt în general aplicate pe suprafeţe sablate cu nisip şi grunduite cu vopsea de tip epoxy-galvanizat [113].

În vederea prevenirii formării gheţii pe faţa măştii - care ar produce solicitări suplimentare şi ar putea deteriora tratamentele anticorozive - la unele lacuri situate în condiţii climatice severe s-au folosit instalaţii de suflat aer.

În cazul barajelor de pământ, în vederea reducerii suprafeţei de etanşat, s-au aplicat şi soluţii de etanşare cu diafragme metalice. În acest caz diafragma metalică se racordează la un soclu de beton din fundaţie, la fel ca diafragmele din beton sau beton armat. O exemplificare a acestei soluţii se prezintă la barajul Bever în figura 5.227. De obicei, la partea amonte a diafragmei se prevede un strat de argilă, iar în aval un strat drenant.

Măştile din lemn se execută în mod obişnuit din două-trei rânduri de dulapi orizontali cu grosimea de 5...8 cm, rezemaţi pe grinzi de secţiune $25 \cdot 25\,\text{cm}^2$, dispuse normal pe direcţia deplasărilor, la intervale de 1,2...2,0 m.

Grinzile se aşează la acelaşi nivel cu faţa zidăriei sau a patului de beton, fixându-se cu buloane de ancoraj în acestea. Legătura între dulapi şi grinzi se face de asemenea cu buloane (fig. 5.228).

Măştile de lemn sunt suficient de elastice şi impermeabile. Ele prezintă însă dezavantajul putrezirii în zona de variaţie a nivelului apei şi al lipsei de rezistenţă la foc. De aceea domeniul lor de aplicare se reduce la construcţii provizorii sau, la construcţii definitive, numai în cazul unor variaţii reduse ale nivelului apei.

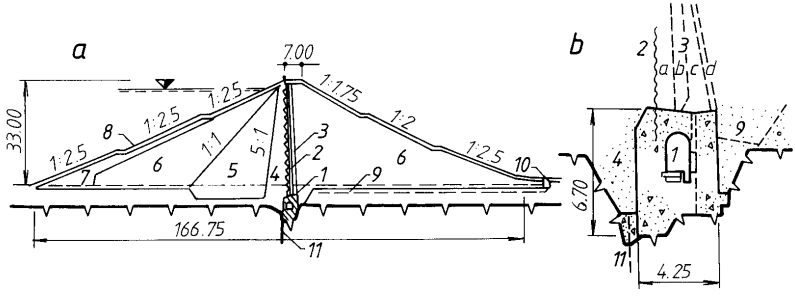


Fig. 5.227. Etanşare cu diafragmă metalică la barajul Bever: *a* - secţiune transversală, *b* - detaliu soclu şi diafragmă; *1* - soclu de beton, *2* - tablă ondulată sudată, *3* - filtru invers (*a*- nisip fin, *b* - nisip mare, *c* - balast, *d* - zidărie uscată), *4* - argilă, *5* - argilă cu piatră, *6* - material permeabil, *7* - anrocamente, *8* - pereu de piatră, *9* - tuburi drenante, *10* - puţuri de observaţie, *11* - perdea de injecţii.

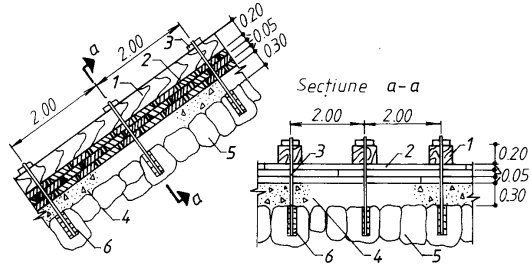


Fig. 5.228. Mască de etanşare din lemn: *1* - grindă de lemn, *2* - dulapi, *3* - buloane de ancorare, 4 - beton de egalizare, *5* - piatră înglobată în beton, *6* - ancoraj.

Geomembranele sunt definite ca nişte folii din cauciuc sau materiale plastice folosite pentru etanşări la lichide şi gaze. Mulţi polimeri au fost utilizaţi pentru producerea geomembranelor. Caracteristicile principale ale geomem–branelor sunt funcţie de tipul polimerului:

– polimeri termoplastici (PVC - clorură de polivinil, polietilenă de densitate înaltă, medie sau joasă);
– polimeri stabili termic (EPDM);
– combinaţii (CSPE).

Geomembranele sunt clasificate după proprietăţile lor fizice, mecanice, chimice, termice, hidraulice. După aspectul lor fizic geomembranele pot fi rigide (HDPE), flexibile (PVC, EPDM), bituminoase.

Pe baza datelor din literatură rezultă clar că geomembranele şi în general materialele geosintetice (geotextile, geomembrane, geogrile, geocompozite etc.) sunt tot mai larg folosite în ingineria barajelor atât pentru lucrări de etanşare (geomembrane) cât şi pentru alte diverse utilizări (filtre, drenaje, stabilizări sau consolidări ale solurilor, control eroziune etc.) [114].

Barajul Contrada Sabetta (Italia, $H = 32$ m) construit în 1959 este cel mai important exemplu în Italia şi unul dintre primele din lume a unui baraj din umpluturi cu mască de etanşare din geomembrană (fig. 5.229). Sistemul de etanşare cuprinde în ordine de la intrados spre extrados următoarele straturi: zidărie uscată de piatră, dale de beton armat având rosturile etanşate cu bandă PVC, beton poros de ciment, 1 foaie de carton asfaltat + 2 foi de polyisobutylen + adeziv bituminos, dale de beton de protecţie.

Barajul Aubrac ($H = 15$ m, Franţa) a fost construit în 1985 (fig. 5.230). Umpluturile din corpul barajului au fost realizate dintr-un material semipermeabil, bazalt alterat şi sfărâmat extras din suprafaţa bazinului. Roca de fundaţie alcătuită din bazalt fisurat a fost etanşată cu un pinten de beton continuat cu voal de etanşare până la adâncimea de 15 m, măsurată de la suprafaţa terenului.

Etanşarea corpului barajului s-a făcut pe paramentul amonte cu geomembrană din PVC. Straturile care au alcătuit sistemul de etanşare, în ordine de la intrados la extrados au fost următoarele:

– strat suport din pietriş concasat cu dimensiuni 0...25 mm;

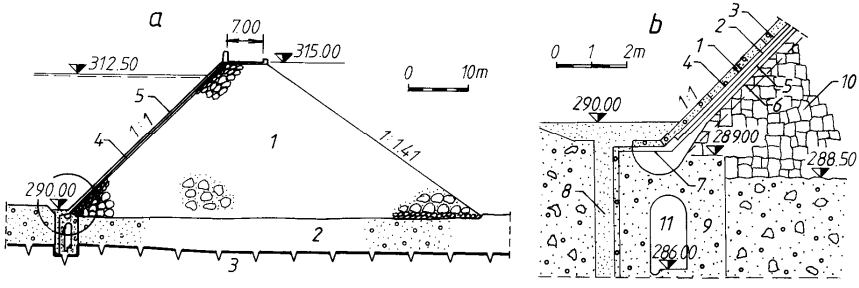


Fig. 5.229. Barajul Contrada Sabetta etanşat cu geomembrană: *a* - secţiune transversală; *1* - anrocamente, *2* - aluviuni, *3* - calcar, *4* - zidărie uscată de piatră, *5* - mască din geomembrană; *b* - detaliu mască; *1* - dren, *2* - beton poros de ciment, *3* - dale de beton, *4* - 1 foaie de carton bituminos + 2 foi de polyisobutylen + adeziv bituminos, *5* - dale de beton armat, *6* - etanşare cu PVC, *7* - rost mască-plintă, *8* - perete din beton plastic, *9* - beton, *10* - zidărie uscată, *11* - galerie de vizitare şi drenaj.

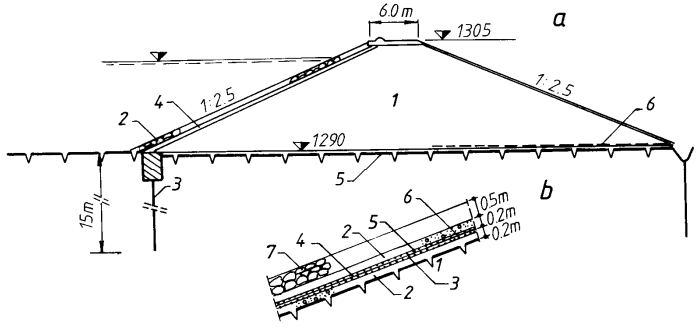


Fig. 5.230. Etanşarea cu geomembrană a barajului Aubrac: *a* - secţiune transversală; *1* - umpluturi din bazalt alterat sfărâmat, *2* - pinten de beton, *3* - voal de etanşare, *4* - etanşare cu geomembrană, *5* - rocă din bazalt fisurat, *6* - sistem de drenaj; *b* - detaliu mască de etanşare; *1* - umpluturi corp baraj, *2* - strat suport din pietriş concasat 0...25 mm, *3* - geotextil, *4* - geo–membrană din PVC, *5* - geotextil, *6* - protecţie cu pietriş concasat 0...20 mm, *7* - protecţie cu anrocamente 100...300 mm.

– material geotextil neţesut;
– geomembrană PVC de 1,2 mm grosime;
– material geotextil neţesut;
– strat de protecţie de 200 mm grosime din pietriş concasat cu dimensiuni 0...20 mm;
– strat de protecţie de 500 mm grosime din anrocamente cu dimensiuni 100...300 mm.

În categoria anrobatelor bituminoase se poate menţiona betonul din pulbere de vinil care a fost folosit în Franţa ca material pentru măşti de etanşare a barajelor

de umpluturi. Pulberea de vinil care înlocuieşte bitumul din compoziţia betonului bituminos are următorii componenţi:

– 80% pulbere de huilă de 42...45 EVT (vâscozitate echivalentă tare);
– 15% huilă antracenică;
– 5% clorură de polivinil.

Betonul din pulbere de vinil este pus în operă la temperaturi mai scăzute decât betonul bituminos, 140°C comparativ cu 180°C, iar domeniul de lucrabilitate este 140°C...60°C faţa de 180°C...120°C. De asemenea, rosturile şi racordările etanşe sunt mai uşor de realizat iar masca cu un singur strat de etanşare este pe deplin satisfăcătoare. Pe de altă parte pulberea de vinil este incompatibilă cu apa potabilă şi cu bitumul (în caz de reparaţii). Comportarea pe termen lung a acestui material este încă puţin cunoscută.

În figura 5.231 se prezintă profilul transversal prin barajul de Monnes etanşat cu mască din beton de pulbere din vinil. Barajul formează lacul superior al amenajării de transfer de energie prin pompaj Montézic. Corpul barajului este astfel zonat încât să-şi păstreze etanşeitatea şi stabilitatea în cazul deteriorării măştii. Fundaţia este constituită dintr-un granit prezentând în adâncime diverse stadii de alterare, roca sănătoasă fiind situată la adâncimi de 5...30 m. Astfel, barajul este fundat pe un granit cu grade de alterare diferite, dar întotdeauna importante.

Masca de etanşare cuprinde în ordine de la intrados la extrados următoarele straturi:

– un strat de profilare impregnat cu emulsie;
– un strat de beton poros de 6 cm grosime, care asigură drenajul stratului etanş;
– un strat etanş de beton din pulbere de vinil cu 10% liant şi de 8 cm grosime.

Betonul din pulbere de vinil prin rezistenţa sa ridicată la fluaj şi deformabilitatea excelentă oferă o alternativă viabilă de alcătuire a măştilor de etanşare în condiţiile particulare menţionate mai înainte.

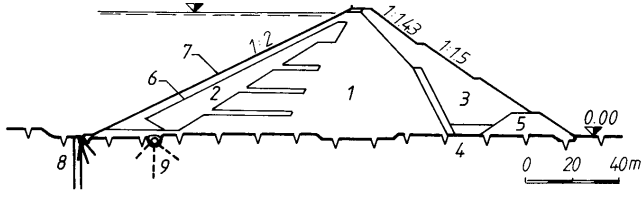


Fig. 5.231. Secţiune transversală prin barajul de Monnes etanşat cu mască din beton de pulbere de vinil: *1* - pământ semipermeabil, *2* - anrocamente din granit alterat, *3* - anrocamente din granit, *4* - saltea de drenaj, 5 - prism de drenaj, *6* - strat drenant, *7* - mască, *8* - perdea de etanşare, *9* - sistem de drenaj.

5.12.3. Baraje omogene de pământ

Barajele omogene sunt alcătuite dintr-un singur fel de material care asigură atât etanşeitatea cât şi rezistenţa lucrării. Un pământ puţin permeabil trebuie să conţină cantităţi satisfăcătoare de fracţiuni fine de argilă sau praf. Asemenea pământuri au performanţe reduse de rezistenţă, unghiurile lor de frecare interioară situându-se de obicei în domeniul 6...15°. De aceea barajele de pamânt neomogene, alcătuite din pământuri diferite dar cu performanţe bune îndeplinind funcţia de etanşare sau de rezistenţă sunt preferate celor omogene, mai ales pentru baraje cu înălţimi care depăşesc 20...30 m.

Barajele omogene, cu pante ale taluzelor mai line şi mai dezvoltate în profil transversal decât cele neomogene se pot însă aplica în condiţii foarte grele de fundare, pe terenuri puternic deformabile, susceptibile de eroziune sau permeabile.

Exemplificări reprezentative de baraje omogene realizate în condiţii grele de fundare pot fi cele de la amenajarea Mostiştea situată în zona centrală a Câmpiei Române [116]. Amenajarea cuprinde 5 baraje de pământ cu înălţimi între 10...25 m, amplasate în cascadă pe un sector al văii de circa 65 km. Lacurile de acumulare formate de cele cinci baraje, având un volum total de circa 460 milioane m^3 asigură apa necesară pentru irigarea a circa 250.000 ha din zonă. Fiecare baraj este prevăzut cu evacuator de ape mari de tip turn, combinat cu goliri de fund, într-o lucrare unică având capacitatea de evacuare de 170 m^3/s şi staţie de pompare pentru tranzitarea unor debite de apă din Dunăre prin cascada de acumulări. În figurile 5.232 şi 5.233 se prezintă unele date despre două dintre barajele amenajării Mostiştea.

Profilul geologic prin axul barajului Frăsinet (fig. 5.232,*a*) pune în evidenţă materiale foarte deformabile - mâl prăfos, turbă, praf argilos mâlos - existente în albie.

În tabelul 5.37 se prezintă caracteristicile geotehnice medii statistice ale straturilor din profilul geologic. Îndepărtarea lor completă din fundaţie conducea la costuri foarte mari şi unele dificultăţi de execuţie. În consecinţă s-au analizat mai multe soluţii constructive căutând păstrarea într-o măsură cât mai mare a materialelor foarte deformabile existente în terenul de fundare (fig. 5.232,*b*,*c*,*d*).

Varianta păstrării integrale în fundaţie a straturilor cu caracteristici geotehnice slabe a fost eliminată de la început din cauza riscului de refulare a acestor materiale caracterizate de rate foarte scăzute de consolidare sub încărcările transmise de baraj.

Variantele constructive din figurile 5.232,*b*,*c* s-au bazat pe păstrarea în fundaţie a straturilor saturate cu caracteristici geotehnice slabe, dar accelerarea procesului lor de consolidare prin măsuri adecvate. În prima dintre variante s-au prevăzut coloane forate umplute cu balast, plasate la distanţe de 2 m pe 2/3 din lăţimea la bază a secţiunii transversale a barajului. Coloanele sunt legate la partea superioară cu o saltea drenantă de 50 cm grosime, între două straturi de geotextile, care se racordează la prismul drenant de la piciorul aval al profilului. Soluţia nu s-a aplicat datorită costului ei ridicat.

În varianta 5.232,*c*, accelerarea consolidării turbelor şi argilelor mâloase se face prin realizarea unor bretele de balast perpendiculare pe axul barajului cu secţiunea de $5{,}00 \cdot 2{,}50\,\text{m}^2$ poziţionate la intervale de 25 m. Săparea şanţurilor bretelelor se face prin dragare dar umplerea lor cu balast impune punerea la uscat a incintei prin puţuri de drenaj şi epuismente. Şanţurile se completează cu balast prin înaintare, începând de la prismul drenant de la piciorul aval al barajului.

Calculele au evidenţiat că această variantă era cea mai economică. Totuşi ea nu s-a aplicat, deoarece tasările după terminarea construcţiei, estimate prin calcule, rezultau excesiv de mari (cca. 80 cm), punând în pericol integritatea structurilor de beton care traversează corpul barajului.

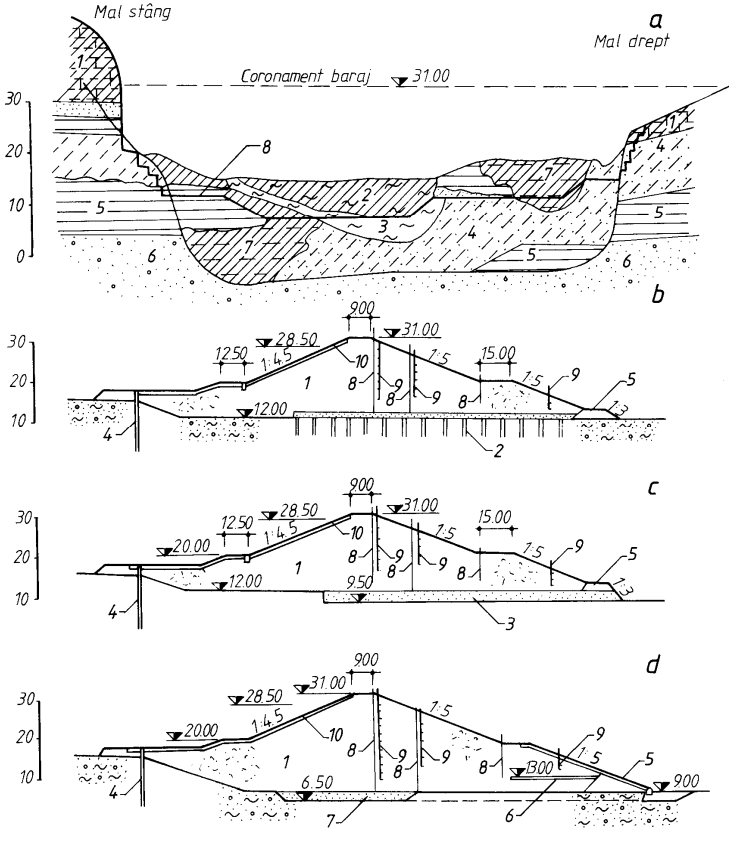


Fig. 5.232. Barajul Frăsinet: *a* - profil geologic în axul barajului; *1* - praf argilos loessoid, *2* - mâl prăfos, *3* - turbă, *4* - argilă prăfoasă, *5* - argilă, *6* - nisip şi pietriş, *7* - praf argilos mâlos, *8* - linia fundaţiei barajului; *b,c,d* - secţiuni transeversale ale variantelor studiate; *1* - corp baraj din argilă prăfoasă, *2* - drenuri din puţuri cu balast, *3* - bretele de drenaj, *4* - ecran de etanşare, *5* - prism de drenaj, *6* - saltea de drenaj, *7* - umplutură de balast, *8* - tuburi piezometrice, *9* - coloane cu repere de tasare, *10* - pereu de protecţie din beton.

Tabelul 5.37

Tip de material / Caracteristici geotehnice	Turbă	Argilă mâloasă	Argilă prăfoasă	Nisipuri cu pietrişuri	Pământuri loessoide în versanţi	Pământuri loessoide în corp baraj
Modul de deformaţie daN/cm^2	20	50	60	100	60/30*	100/80*
Tasare specifică ε cm/m	35	6	4	2	-	-
Unghi de frecare interioară în eforturi totale pe probe neconsolidate nedrenate (*)	2	3	10	20	-	-
Idem pe probe consolidate drenate (*)	3	4	15	25	-	-
Coeziune în eforturi totale pe probe neconsolidate-nedrenate (daN/cm^2)	0,1	0,2	0,3	0,1	-	-
Idem pe probe consolidate-drenate (daN/cm^2)	0,2	0,3	0,4	0,1	-	-
Unghi de frecare interioară la forfecare pe plan înclinat (*)	-	-	-	-	20	19/15*
Coeziune la forfecare pe plan înclinat (daN/cm^2)	-	-	-	-	0,2	0,5/0,15*

*) probă saturată cu apă (inundată)

Soluţia aplicată (fig. 5.232,*d*) s-a bazat pe îndepărtarea prin dragare până la circa 80% din grosimea straturilor de turbă şi argilă mâloasă. În vederea consolidării în timpul execuţiei a restului de turbă şi argilă mâloasă rămasă în fundaţie, pe suprafaţa lor s-a realizat o pernă de balast cu grosimea de 2,50 m care comunică prin bretele cu prismul aval de drenaj.

Barajul Frăsinet a fost pus sub sarcină în anul 1987. Tasările maxime după terminarea construcţiei până la jumătatea anului 1989 au fost cuprinse între 5...30 cm cu tendinţe de stingere. Comportarea barajului a fost pe deplin satisfăcătoare, înscriindu-se în cadrul parametrilor de proiectare prevăzuţi.

Barajul Fundulea (fig. 5.233) având înălţimea maximă de 20 m a fost fundat direct pe o stratificaţie de argile mâloase sub care apar straturi de prafuri argiloase mâloase pe o adâncime de circa 8 m (fig. 5.233,*a*). Comparativ cu barajul Frăsinet descris mai înainte, barajul Fundulea are avantajul amplasării conductelor de refulare de la staţia de pompare pe versantul drept în afara corpului barajului.

De asemenea, deşi galeria de golire traversează corpul barajului, ea este amplasată pe malul stâng unde terenul de fundare are caracteristici bune.

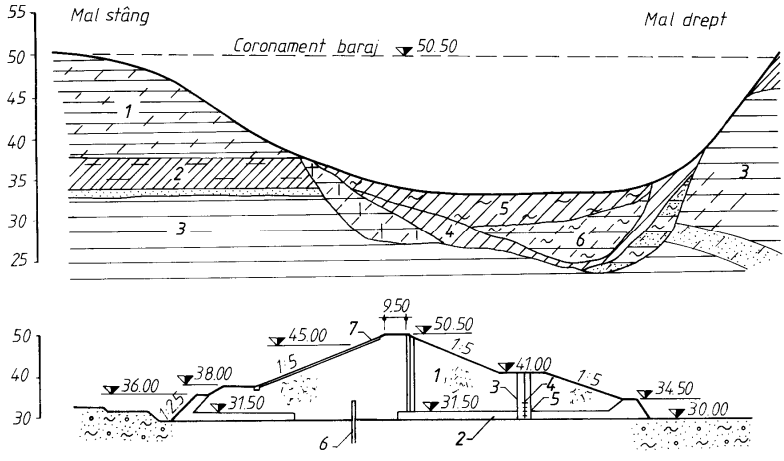


Fig. 5.233. Barajul Fundulea: *a* - profil geologic în axul barajului; *1* - argilă prăfoasă loessoidă, *2* -praf argilos, *3* - argilă, *4* - praf nisipos, *5* - praf argilos mâlos, *6* - argilă prăfoasă mâloasă; *b* - secţiune transversală tip; *1* - corp baraj din argilă prăfoasă, *2* - bretele de drenaj, *3* - coloană inclinometrică, *4* - coloană cu reperi de tasare, *5* - tub piezometric, *6* - ecran de etanşare, *7* - pereu de protecţie din beton.

În condiţiile menţionate mai înainte, nemaifiind pericol de deteriorare a unor structuri de beton din corpul barajului datorită unor tasări excesive, straturile puternic deformabile au fost admise în fundaţia barajului. Accelerarea consolidării acestor straturi s-a realizat printr-o reţea de bretele de drenaj prevăzute în zona aval a fundaţiei în albie a barajului. Bretelele sunt legate de prismul de drenaj de la piciorul aval al barajului.

Barajul a fost pus sub sarcină în 1989. Măsurătorile efectuate până în prezent arată o comportare normală.

Soluţiile constructive descrise mai înainte confirmă posibilităţile de realizare a unor baraje omogene de pământ de înălţimi moderate pe terenuri puternic deformabile, în condiţii foarte dificile de fundare.

5.12.4. Baraje executate prin hidromecanizare

Tehnologia de execuţie a barajelor din umpluturi în straturi vibrocompac–tate, practic s-a generalizat după 1960. Baraje de pământ prin hidromecanizare se mai construiesc în cazuri izolate.

Hidromecanizarea se aplică în una sau toate cele trei faze tehnologice asociate construirii unui baraj de pământ: excavarea pământului, transportul şi punerea în operă în corpul barajului.

Excavarea se face cu hidromonitoare sau drăgi care amestecă pământul cu apa, formând un noroi de consistenţă 1:7...1:10.

Transportul noroiului în amplasamentul barajului se face prin canale, jgheaburi, conducte sub presiune (fig. 5.234). Sedimentarea în corpul barajului se face în incinte închise cu diguri de 3...5 m înălţime realizate prin compactare. Circulaţia noroiului în incintă este astfel dirijată încât partea fină din apă să se depună în zona prevăzută pentru etanşarea barajului.

În cazul unui baraj cu sâmbure central noroiul este descărcat cu debite simultan egale la limitele amonte şi aval ale profilului (fig. 5.234). Noroiul se scurge spre centrul barajului pe o pantă lină de aproximativ 1:20, iar particulele de pământ se depun în ordinea mărimii.

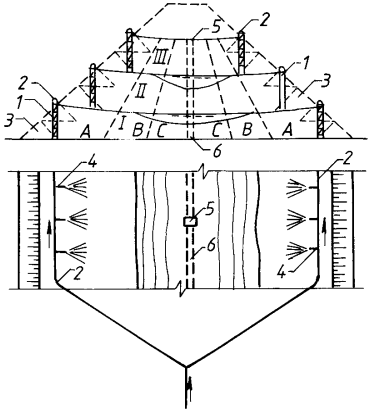


Fig. 5.234. Schemă de execuţie prin hidromecanizare a unui baraj de pământ cu sâmbure central: *1* - estacadă uşoară, *2* - conducte de noroi, *3* - prisme laterale, *4* - gură de refulare, *5* - puţ de descărcare, *6* - colector de apă decantată.

În zona A se sedimentează materialul grosier, în zona B materialul cu dimensiuni medii, iar spre centrul barajului (zona C) ajunge numai apa încărcată cu particulele fine, care formează nucleul. Depunerile particulelor fine necesită un timp mai lung, de aceea în centrul barajului se formează un iaz de decantare. După decantare, apa se elimină prin puţuri de descărcare care comunică cu conducte de evacuare. Materialul extras din balastieră trebuie să conţină suficientă parte fină (10...20% din masa totală) din care să se formeze nucleul. Depunerile se fac concomitent pe toată lungimea barajului, care are obişnuit 200...500 m. Când depunerile ajung la cota conductelor de refulare, estacada se mută la cota superioară şi ciclul se reia. În partea superioară a barajului, unde nu se poate asigura o lăţime suficientă pentru depunerile pe fracţiuni, nucleul se execută prin compactare.

Tehnologia de execuţie prin hidromecanizare necesită un consum ridicat de apă şi de energie. Materialul depus este de la început în stare afânată şi saturat cu apă, stări care influenţează negativ asupra comportării şi siguranţei construcţiei: tasări mari, riscuri de alunecare a taluzelor datorita presiunilor excesive a apei din pori.

În figura 5.235 se prezintă profilul transversal prin barajul Mingheceaur din Azerbaidjan, realizat prin hidromecanizare în perioada 1952-1955. Barajul a avut iniţial o înălţime maximă de 74 m şi a fost supraînălţat ulterior la 80 m.

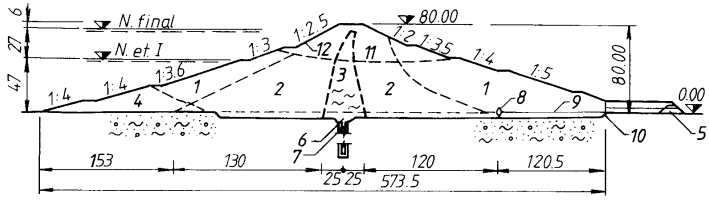


Fig. 5.235. Barajul Mingheceaur (Azerbaidjan) - profil transversal; *1* - prisme exterioare, *2* - prisme intermediare, *3* - sâmbure, *4* - batardou amonte, *5* - batardou aval, *6* - pinten argilos, *7* - perdea de etanşare, *8* - drenaj, *9* - conductă de evacuare, *10* - puţ piezometric, *11* - limita umpluturilor în etapa întâia, *12* - pereu de protecţie din beton.

Fundaţia este constituită din argilă alternantă cu gresie. Materialul pentru umpluturile din corpul barajului s-a extras dintr-o balastieră de nisip-pietriş, situată la 5 km în aval de amplasament.

Greutăţile volumetrice în stare uscată (γ_d), obţinute în urma procesului de sedimentare în diverse zone din corpul barajului au fost următoarele:

- prismele exterioare din pietriş şi nisip $\gamma_d = 19 \ldots 20$ kN/m^3;
- prismele intermediare din nisip şi pietriş $\gamma_d = 16{,}6 \ldots 17{,}4$ kN/m^3;
- nucleu din argilă şi praf $\gamma_d = 15 \ldots 16$ kN/m^3.

Debitele de infiltraţie prin corpul barajului s-au situat la 190 ℓ/s (0,13 ℓ/s · ml de baraj), iar tasările după terminarea construcţei au fost de 5...25 cm.

5.12.5. Folosirea materialelor geosintetice şi a pământului armat

Materialele geosintetice grupează mai multe produse în special din mase plastice, a căror producţie s-a dezvoltat în special după 1970. Ele se folosesc în ingineria geotehnică şi a mediului înconjurător, dar în particular este posibilă folosirea lor şi în domeniul barajelor de umpluturi.

După aspectul lor fizic se disting următoarele categorii de materiale geosintetice: geotextile (fig. 5.236), geomembrane (deja prezentate la punctul 5.12.2), geogride (fig. 5.237), geonite (fig. 5.238), geomate (fig. 5.239), geocompozite (fig. 5.240), geocele (fig. 5.241), biomate (fig. (5.242).

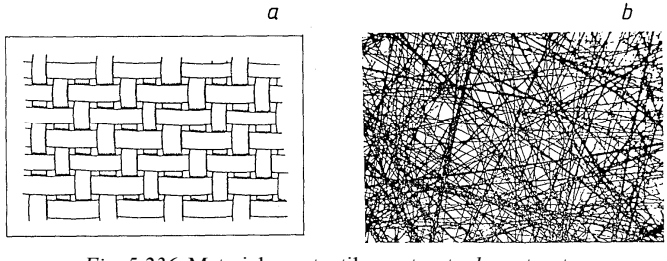


Fig. 5.236. Materiale geotextile: *a* - ţesute, *b* - neţesute.

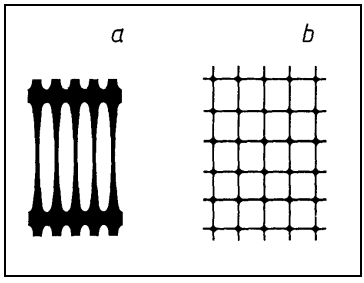


Fig. 5.237. Structuri geogride: *a* - monorientate, *b* - biorientate.

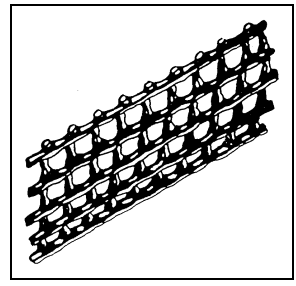


Fig. 5.238. Structură geonet.

Geotextilele pot fi definite ca materiale asemenea textilelor permeabile, de obicei sintetice. Diverse tipuri de geotextile după polimerii care alcătuiesc fibrele (polipropilenă sau poliester, uneori polietilenă sau poliamidă) sau după modelul de fabricaţie (împletite, neîmpletite) au fost realizate pentru folosinţe variate. În domeniul barajelor de umpluturi, geotextilele s-au folosit cu următoarele funcţiuni: separare între materiale diferite, filtrare prin stratul geotextil, drenaj în lungul stratului geotextil, armare pământuri slabe (geotextile împletite). Geotextile înglo–bate în bitum s-au utilizat pentru lucrări de etanşare.

Folosirea geomembranelor pentru lucrări de etanşare a fost prezentată mai înainte (v. punctul 5.12.2).

Geogridele sunt reţele cu goluri regulate eliptice sau rectangulare (fig. 5.237), realizate din folii de polietilenă de densitate mare sau de polipropilenă cu rezistenţe mari la întindere. Ele sunt folosite pentru armarea pământurilor.

Geonetele (fig. 5.238) sunt structuri tridimensionale de reţele regulate din filamente sintetice folosite în special pentru lucrări de drenaj. Geomatele (fig. 5.239) sunt tot structuri tridimensionale din filamente sintetice dar distribuite aleator. Ele au acelaşi câmp de aplicaţie ca şi geonetele şi în mod special pentru protecţie contra eroziunii.

Geocompozitele (fig. 5.240) sunt structuri tridimensionale rezultate din combinarea a două sau mai multe materiale geosintetice. Un material geocompozit rezultă de exemplu din combinarea dintre un geonet şi una sau două geotextile, sau o geomembrană şi o geotextilă sau o geomembrană şi un geonet sau alte combinaţii.

Fig. 5.239. Structura geomat.

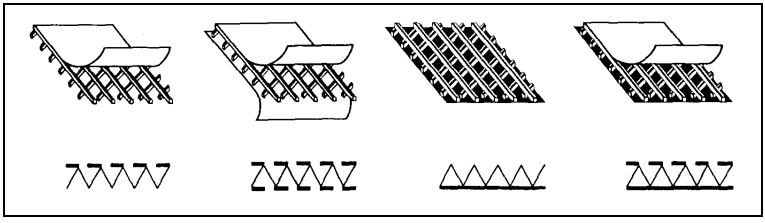


Fig. 5.240. Structură geocompozită.

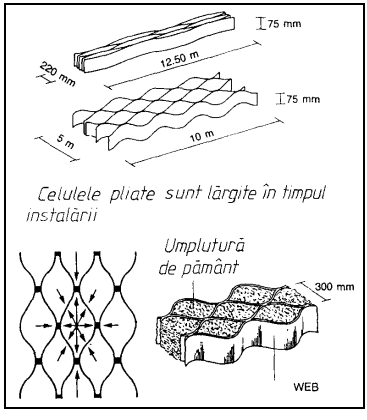


Fig. 5.241. Structură geocol.

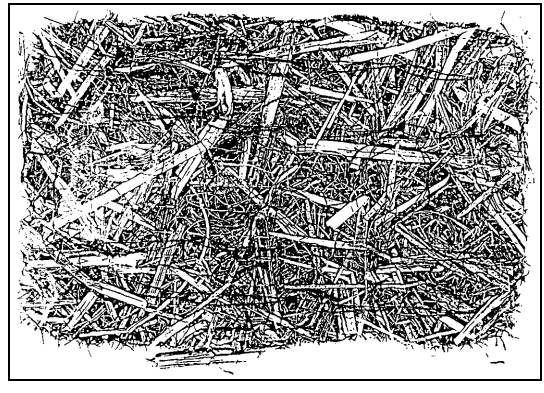


Fig. 5.242. Structură biomat.

Două straturi de geotextile cu granule de bentonită între ele poate fi de asemenea considerat un material geocompozit. Geocompozitele au folosinţe diverse pentru filtre, drenuri, sisteme de etanşare etc.

Geocelele (fig. 5.241) sunt structuri tridimensionale în formă de fagure folosite pentru stabilizarea solurilor şi protecţie împotriva eroziunii.

Biomatele (fig. 5.242) sunt fabricate din fibre naturale combinate cu materiale sintetice. Ele pot fi folosite pentru combaterea eroziunii pe paramentul aval al barajelor de pământ.

Pe baza datelor din literatura de specialitate [114], în anul 1991 erau inventariate peste 100 de baraje din umpluturi la care se utilizaseră materiale geosintetice.

În figura 5.243 se ilustrează un exemplu de folosire a materialelor geosintetice în cazul barajului Roquebrune ($H = 9$ m) din Franţa. Umpluturile din corpul barajului au fost realizate din nisip lutos, un material puţin permeabil. Prismul aval al barajului a fost drenat cu bretele din material geocompozit, dispuse pe trei nivele în elevaţie la distanţe de 1,60 m. Materialul geocompozit a fost alcătuit din două straturi de geotextile neîmpletite având între ele o structură drenantă de 10 mm grosime. De asemenea terenul de fundare în zona piciorului amonte a fost întărit cu plase din geogride.

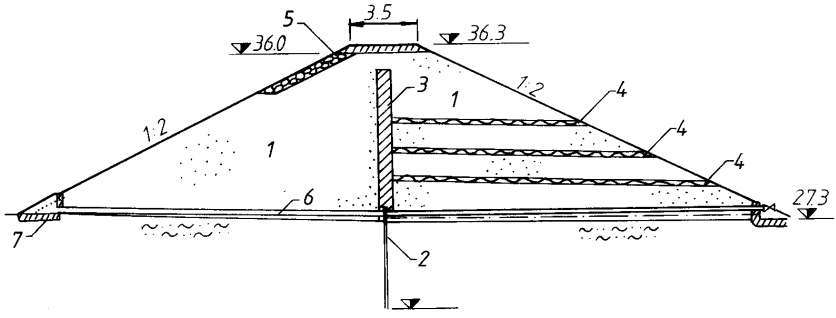


Fig. 5.243. Profil prin barajul Roquebrune (Franţa): *1* - nisip lutos, *2* - palplanşe de oţel, *3* - diafragmă din beton armat, *4* - sistem de drenaj din material geocompozit, *5* - rip rap, *6* - golire de fund, *7* - plase din geogride.

Exemplul prezentat mai înainte şi altele similare confirmă faptul că şi în domeniul barajelor de umpluturi, materialele geosintetice au depăşit etapa de experimente şi sunt uneori preferate soluţiilor tradiţionale. Totuşi principala problemă legată de folosirea materialelor geosintetice la barajele de umpluturi este a performanţelor lor pe termen lung. Barajele mici, barajele pentru halde de steril, structurile temporare cum sunt batardourile sunt lucrări tipice la care folosirea materialelor geosintetice ar conduce la lărgirea experienţei în acest domeniu.

Lucrările de pământ armat s-au dezvoltat continuu în ultimele trei decenii. Armarea pământului se face cu bare de oţel sau plase sudate înglobate în beton pentru protecţie contra coroziunii (brevete Vidal, 1966 şi 1976) sau cu materiale geosintetice - geogride, reţele "Tensar" etc. În general înălţimea rambleielor de pământ armat nu depăşeşte 15 m [117].

În figura 5.244 se prezintă mai multe secţiuni transversale tipice în structuri de pământ armat. În principiu o asemenea structură este constituită din mai multe elemente celulare suprapuse, fiecare element la rândul său fiind constituit din armătură, ecran de reţinere şi umplutură (fig. 5.244,*a*). Armăturile metalice se înglobează într-un strat de beton de 5...10 cm grosime, pentru protecţie împotriva coroziunii.

Varianta cu ecran de beton (fig. 5.244,*c*) este recomandată pentru fundaţiile cu capacitate portantă mare şi rambleele din aluviuni grosiere. Structurile cu ecran din elemente prefabricate (fig. 5.244,*d*,*e*) permit ritmuri ridicate de lucru şi se adaptează uşor cu tasări ale construcţiei.

În cadrul lucrărilor de la barajul Siriu ($H = 122$ m) construit între anii 1976 şi 1989, pământul armat a fost utilizat la numeroase elemente structurale ale unor lucrări definitive sau de organizare de şantier (fig. 5.245).

Cu excepţia a două incidente minore datorită unor erori de execuţie sau exploatare, lucrările din pământ armat s-au comportat conform prevederilor [117].

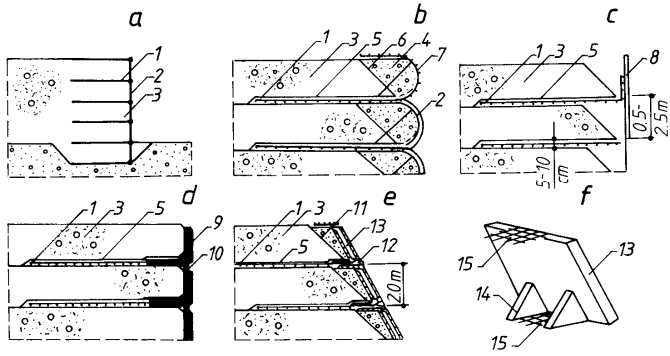


Fig. 5.244. Secţiuni transversale tipice în structuri de pământ armat: *a* - schemă de alcătuire, *b* - structură cu ecran semicilindric, *c* - structură cu ecran cu secţiuni trapezoidale, *d* - structură cu ecran din elemente prefabricate în L, *e* - structură cu ecran din dale prefabricate, *f* - vedere a dalei prefabricate; *1* - armătură, *2* - ecran, 3 - umplu–tură compactată, *4* - balast, *5* - beton, 6 - agrafe de prindere, *7* - carcasă de armături, *8* - cofraj, *9* - element prefabricat L, *10* - buton de prindere, *11* - balast stabilizat, *12* - beton, *13* - dală prefabricată, *14* - suport, *15* - plasă sudată.

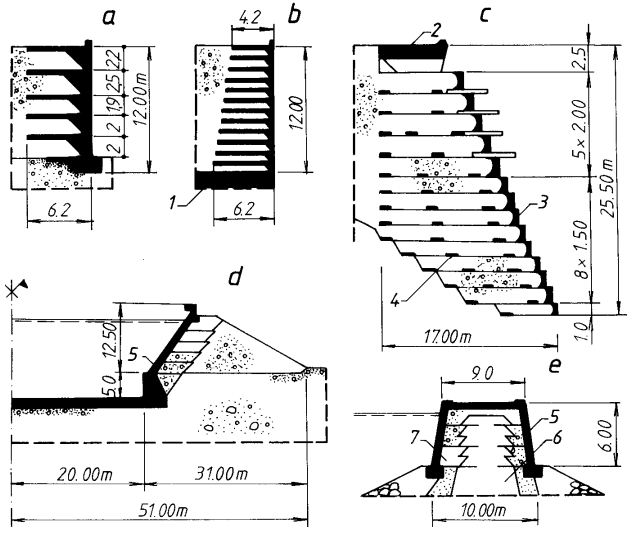


Fig. 5.245. Lucrări în pământ armat realizate la barajul Siriu [117] *a* - platformă la moara de argilă, *b* - platformă de manevră, *c* - rampă de segregare şi de amestec pentru argilă, *d* - bazin de disipare, *e* - masiv de suprainălţare a barajului; *1* - portal galerie, *2* - coronament evidat, *3* - re-dane, *4* - rost sudat, *5* - dale prefabricate, *6* - nucleu de argilă, *7* - rambleu compactat.

5.13. Structuri de beton asociate barajelor din umpluturi

5.13.1. Consideraţii generale

Nodurile de retenţie realizate prin baraje din umpluturi cuprind o largă diversitate de structuri auxiliare din beton (beton armat) care traversează sau bordează corpul barajului. Problemele de conlucrare între structura de beton şi cea de umplutură sunt numeroase şi uneori dificil de rezolvat.

O clasificare a tipurilor de structuri din beton asociate barajelor din umpluturi pe baza tipurilor de probleme care trebuie rezolvate, ar trebui să evidenţieze în primul rând modul de etanşare a barajului: cu mască din materiale nepământoase (beton armat, beton bituminos), cu nucleu din materiale argiloase sau alte soluţii. Pentru fiecare categorie pot să apară practic aceleaşi tipuri de structuri de beton care pot fi grupate în funcţie de orientarea lor faţă de axul barajului. În această concepţie de clasificare, mai departe sunt prezentate tipurile frecvente de structuri de beton asociate barajelor din umpluturi [118].

- Structuri de beton orientate transversal pe baraj:

– goliri de fund sub formă de conducte din beton armat sau galerii parţial îngropate în fundaţie;
– descărcători pâlnie realizaţi sub formă de turn şi conductă din beton armat sau galerie parţial îngropată care traversează profilul barajului;
– conducte sau galerii parţial îngropate, de aducţiune;
– conducte sau galerii parţial îngropate, de drenaj;
– canale sau conducte de deviere pe perioada construcţiei, care se dezafectează sau devin goliri definitive de fund sau tunele de acces;
– tunele parţial îngropate în fundaţie, de acces;
– tunele parţial îngropate în fundaţie, purtătoare de conducte;
– casete sau secţiuni deschise pentru descărcători de suprafaţă de tip canal;
– blocuri semimasive în care sunt înglobate secţiuni pentru goliri de fund, aducţiuni, tunele de acces, caverne pentru vane etc.;
– ziduri de racord între lucrarea de materiale locale şi alte construcţii din beton care alcătuiesc nodul hidrotehnic: evacuator de ape mari de tip stăvilar, centrală hidroelectrică de tip baraj, priză de apă cu canal de aducţiune etc.

- Structuri de beton orientate paralel cu axul barajului:

– diafragme de etanşare;
– galerii parţial îngropate în fundaţie cu rol de vizitare, injecţii, drenaj sau numai de drenaj;
– galerii de drenaj plasate în elevaţie în corpul barajului;
– tunele de acces parţial îngropate în fundaţie.

Problemele specifice acestor categorii de lucrări, care necesită analize speciale se pot grupa în următoarele trei tipuri:

- probleme de conlucrare structurală statică şi dinamică între construcţia de beton şi corpul barajului de umpluturi;
- asigurarea etanşeităţii corpului barajului în zona de contact cu structura de beton şi a structurii de beton dacă transportă apă;

evaluarea efectelor eventualelor exfiltraţii ale apei din construcţia de traversare din beton sau ale infiltraţiilor dintre construcţia de beton şi umplutură. În cadrul problemelor de conlucrare structurală trebuie evaluate efectele induse de construcţia din beton mai rigidă înglobată în corpul de umpluturi al barajului: supraîncărcarea structurii de beton din greutatea umpluturii, starea de eforturi şi deformaţii în structura de beton, tasările diferenţiate ale umpluturii, fisurarea nucleului de etanşare din materiale pământoase.

În etanşarea barajului în zona de contact cu structura de beton trebuie luate în consideraţie deplasările relative care apar între beton şi umplutură. De asemenea, sistemul de etanşare a rosturilor structurii de beton se află în condiţii grele de lucru, datorită deplasărilor relativ mari pe care trebuie să le suporte în timpul construcţiei sau exploatării amenajării.

Exfiltraţiile din construcţia de beton, infiltraţiile pe suprafeţele de contact beton-umplutură pot produce tasări diferenţiate suplimentare ale corpului barajului, eroziuni interne şi de suprafaţă, prăbuşiri, alunecări de taluze.

5.13.2. Soluţii constructive. Comportarea în exploatare

Unele soluţii constructive s-au comentat mai înainte, în mod special în cadrul paragrafelor 5.7 şi 5.8 (barajele des Fades, Rouchain, Ghrib şi altele). Alte comentarii pentru câteva soluţii reprezentative vor fi făcute în continuare.

Barajul de piatră cu mască de beton armat Little Para ($H = 53\,\text{m}$, Australia) (fig. 5.246) a intrat în exploatare în 1977. Corpul barajului este alcătuit dintr-o rocă de calitate slabă, şisturi dolomitice. O galerie semiîngropată, care a servit ca galerie de deviere şi a fost amenajată golire definitivă de fund, traversează barajul în zona malului stâng, la baza versantului [118].

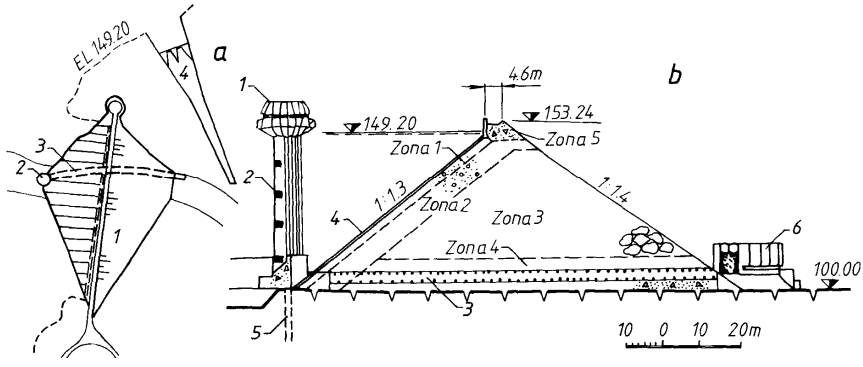


Fig. 5.246. Barajul Little Para (Australia): *a* - plan de situatie; *1* - baraj de piatră cu mască din beton armat, *2* - turn de priză, *3* - galerie semiîngropată, golire de fund, *4* - descărcător de ape mari; *b* - profil transversal; *1* - turn de priză, *2* - prize intermediare, *3* - galerie semiîngropată, golire de fund, *4* - mască de beton armat, *5* - voal de etanşare, *6* - cameră de control aval; zona 1...5 - anro–camente zonate.

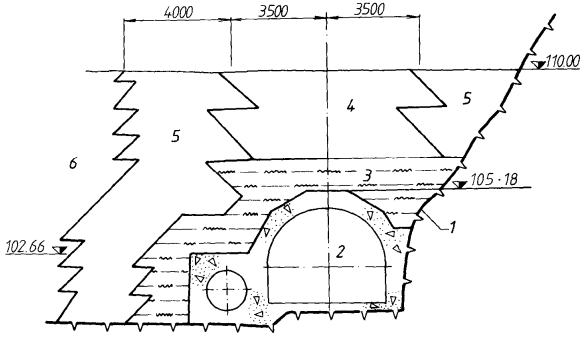


Fig. 5.247. Secţiune transversală prin galeria semiîngropată care traversează barajul Little Para: *1* - versant stâng, *2* - golire de fund, *3* - umplutură cu dimensiunea maximă 50 mm, *4* - anrocamente slab compactate, *5* - anrocamente puternic compactate, *6* - anroca–mente compactate normal.

Galeria semiîngropată, în secţiune transversală este dreptunghiulară cu boltă în plincintru cu deschiderea de 4 m (fig. 5.247). Anrocamentele depuse în zona de deasupra galeriei au fost compactate diferenţiat, cu scopul reducerii încărcărilor din umpluturi pe bolta galeriei prin amplificarea efectului de tranşee. Astfel, deasupra galeriei, o zonă cu grosime de circa 5 m a fost compactată slab, în timp ce zonele adiacente cu lăţimi de circa 4 m pe fiecare latură a galeriei au fost puternic compactate.

Încărcarea produsă de anrocamente pe galeria semiîngropată a fost măsurată cu doze de presiune totală (fig. 5.248,*a*). Presiunea maximă înregistrată a fost de 990 kPa în centrul bolţii galeriei şi în zona de înălţime maximă a coloanei de anrocamente (zona coronamentului barajului) (fig. 5.248,*b*). Această presiune corespunde greutăţii unei coloane de 43 m de anrocamente, care reprezintă 0,94 din înălţimea reală a anrocamentelor de deasupra punctului de măsură. Acest rezultat confirmă eficienţa soluţiei aplicate de reducere a încărcărilor pe bolta galeriei. Diagramele de variaţie în timp a presiunilor totale pe bolta galeriei, mai scot în

evidenţă că presiunile s-au menţinut practic constante după terminarea construcţiei barajului.

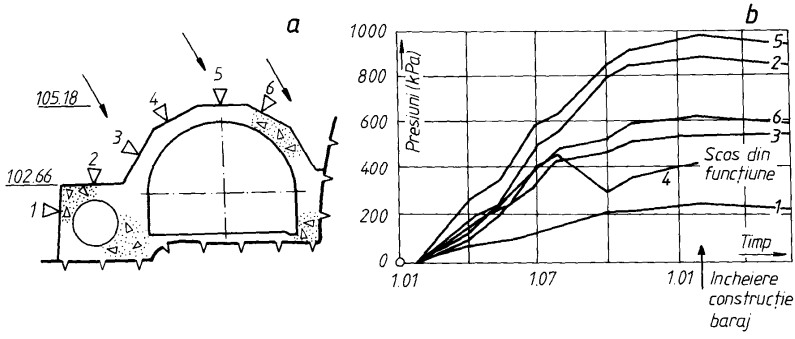


Fig. 5.248. Barajul Little Para - Diagrame de presiuni totale pe bolta golirii de fund: *a* - amplasarea şi numerele de ordine ale dozelor de măsură, *b* - evoluţia în timp a presiunilor la dozele cu numere de ordine.

Galeria din beton armat nu a fost prevăzută cu rosturi de contracţie sau dilataţie, în intenţia de a repara cu răşini fisurile care eventual ar apărea. Soluţia a dat satisfacţie, nefiind necesare intervenţii reparatorii după opt ani de la intrarea în exploatare. Tasarea maximă în corpul barajului la terminarea construcţiei a fost de 350 mm, ceea ce conduce la un modul de compresibilitate al anrocamentelor de circa 38 MPa. Infiltraţiile s-au situat în limite normale, infiltraţia maximă a fost de 19,2 ℓ/s în august 1981 când s-a produs prima deversare din lac prin evacuatorul de suprafaţă de la malul stâng. Pentru acelaşi nivel în lac, infiltraţiile au scăzut gradual în timp, ceea ce demonstrează existenţa unui proces de colmatare a căilor de infiltraţie. Experienţa de la barajul Little Para, relevă că traversarea profilului transversal al unui baraj din umpluturi cu o structură de beton, lucrare considerată în general riscantă, poate fi realizată în condiţii care să nu influenţeze negativ performanţele lucrării.

În cazul structurilor de beton care traversează nucleele de pământ argilos ale barajelor din umpluturi apare fenomenul "corp străin mai rigid". Aceste structuri de beton şi în mod special cele fundate pe terenuri rigide, suportă la partea superioară o încărcare mai mare decât cea corespondentă greutăţii coloanei de pământ de deasupra, datorită forţelor de frecare orientate de sus în jos care apar în coloana de pământ de deasupra galeriei, în planurile verticale tangente la galerie. O anumită supraîncărcare apare şi în zonele de material argilos adiacente lateral structurii care nu se pot consolida la acelaşi nivel ca zonele curente din corpul nucleului. Aceasta poate conduce la o desprindere a pământului în lungul structurii şi la creşterea permeabilităţii pământului din zona laterală învecinată structurii. Pentru aceste motive, încorporarea unor structuri masive de beton în nucleul de etanşare a barajelor din umpluturi ar trebui în măsura posibilităţilor să fie evitată. Totuşi, mai ales în cazul barajelor de pământ de înălţime mică, această soluţie constructivă se aplică destul de frecvent.

În figura 5.249 sunt reprezentate valorile presiunilor de la cheia golirii de fund care traversează barajul de pământ Wahnbach ($H = 53$ m, Germania), măsurate în timpul construcţiei barajului. Presiunile verticale pe cheia golirii de fund produse la încheierea construcţiei, după cum se poate remarca din figură, sunt cu 40% mai mari decât greutatea coloanei de pământ de deasupra.

Riscul unor desprinderi între structura de beton care traversează corpul barajului şi umplutura de pământ care generează formarea unor căi preferenţiale de infiltraţii din lac poate fi redus prin alegerea unor geometrii adecvate ale lucrării de traversare ca şi prin măsuri constructive speciale de legătură cu nucleul de etanşare şi sistemul de etanşare de adâncime.

Forma exterioară a secţiunilor transversale trebuie să aibă în vedere conlucrarea structurii cu umplutura (fig. 5.250). Secţiunile cu boltă arcuită sunt cele mai recomandabile. Secţiunile de formă exterioară dreptunghiulară conduc la concentrări de eforturi cauzate de forţele de întindere prin despicare şi pot conduce la fisurarea nucleului de etanşare în lungul structurii de beton (pe direcţia amonte-aval).

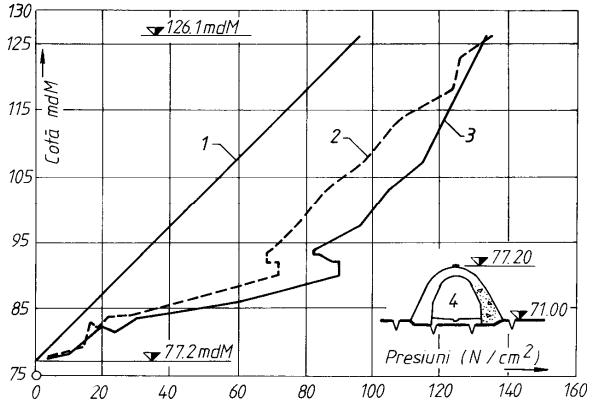


Fig. 5.249. Presiunea la cheia golirii de fund a barajului Wahnbach (Germania) măsurate în timpul construcţiei: *1* - încărcare calculată, egală cu greutatea coloanei de pământ de deasupra, *2*,*3* - presiuni la cheie măsurate în două secţiuni, *4* - secţiune transversală prin golirea de fund.

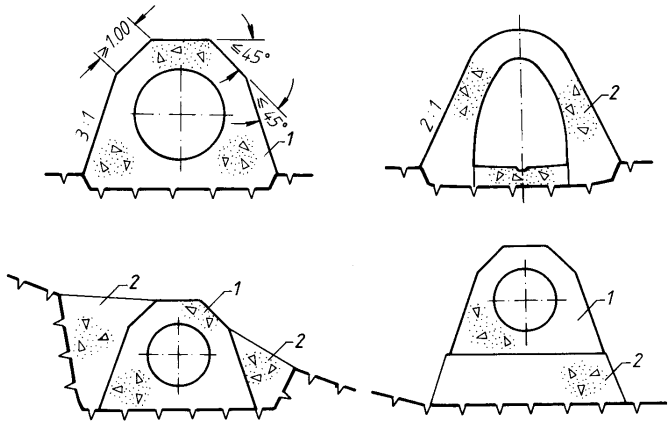


Fig. 5.250. Secţiuni transversale de goliri de fund amplasate pe versanţi sau în albie:
1 - căptuşeală din beton armat, *2* - beton din umplutură.

În privinţa limitării efectelor negative de conlucrare între o structură de traversare şi nucleul de etanşare a barajului, trebuie luate în considerare următoarele aspecte:

– structura trebuie îngropată cât mai mult în rocă pentru a limita efectele negative ale interacţiunii structură-umplutură. Structura trebuie fundată pe rocă de calitate cât mai bună, eventual pe un soclu de beton de umplutură (fig. 5.250), dacă poziţionarea ei în elevaţie nu permite fundarea directă pe rocă;

– interspaţiile dintre structură şi pereţii excavaţiei, în cazul structurilor parţial îngropate sau amplasate pe versanţi, vor fi completate cu beton de umplutură (fig. 5.250);

– în zonele de tranziţie de la partea superioară dintre structură şi nucleu va fi prevăzut un strat de minimum 10 cm grosime realizat din material argilos cu plasticitate ridicată;

– materialul de umplutură din jurul structurii va fi compactat cu atenţie specială pentru a minimiza efectele tasărilor diferenţiate.

Unele dintre recomandările menţionate mai înainte pot fi găsite în rezolvările constructive pentru traversarea golirii de fund prin nucleul de etanşare al barajului Lech Barrier 6 (H = 27 m, Germania) (fig. 5.251).

Structurile de beton orientate paralel cu axul barajului se realizează în general după aceleaşi principii care au fost deja prezentate pentru structurile orientate transversal pe baraj. În cazurile când aceste structuri nu sunt complet îngropate în fundaţie, în zona lor de contact cu nucelul se recomandă realizarea unei proeminenţe pentru lungirea drumului de infiltraţie (fig. 5.252). Terenul de fundare în jurul structurii trebuie să fie bine etanşat prin măsuri specifice, astfel încât să se împiedice infiltraţiile pe zona de contact cu structura.

În mod obişnuit rosturile acestor structuri sunt etanşate cu benzi de cauciuc sau material plastic. Dacă nu se aplică asemenea sisteme, ca de exemplu în cazul rosturilor de lucru, atunci la suprafaţa exterioară a structurii trebuie utilizate materiale de umplutură cu plasticitate ridicată care să asigure etanşeitatea zonei. Structurile cu secţiuni late şi legături laterale în rocă slabă, pot necesita ancorări în rocă pentru a se preveni ridicarea lor când se execută lucrări de injecţii sub presiune.

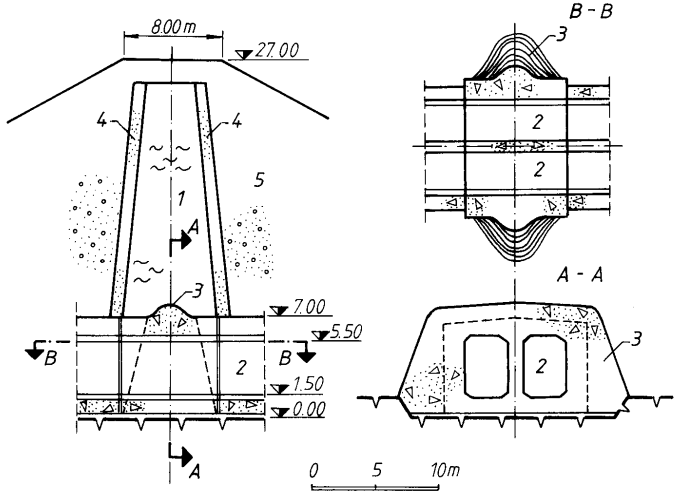


*Fig. 5.251.*Traversarea golirii de fund prin nucleul de etanşare al barajului Lech Barrier 6 (Germania): *1* - nucleu, *2* - golire de fund, *3* - guler de beton în formă de vută, *4* - filtre, *5* - prisme de balast.

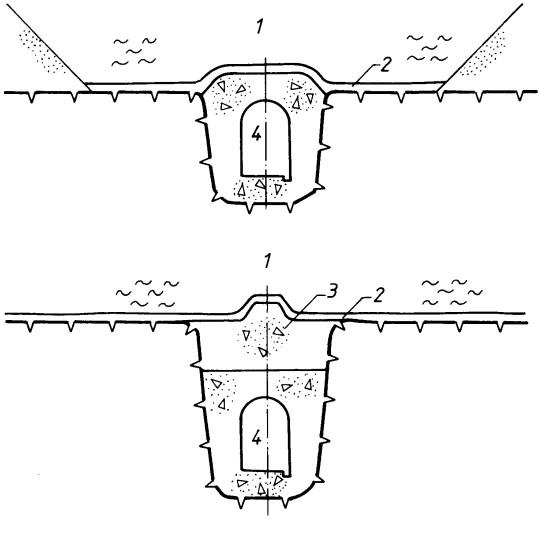


Fig. 5.252. Moduri de realizare a legă–turii dintre galeria de vizitare, injecţii şi drenaj cu nucleul de etanşare a barajului; *1* - nucleu, *2* - argilă plastică, *3* - beton de umplutură, *4* - galerie de vizitare, injecţii şi drenaj.

5.13.3. Modelarea conlucrării structură de beton-umplutură de pământ

Parametrii principali privind structurile de beton care traversează barajele de umpluturi, care trebuie evaluaţi prin calcule în timpul proiectării şi apoi măsuraţi *in situ* pe perioada construcţiei şi exploatării sunt următorii [118]:

– deplasările (tasări, deplasări orizontale cu deschiderea rosturilor, rotiri între tronsoane) şi deformaţiile structurii de beton;

– presiunile din umpluturi pe extradosul structurii de beton;

– starea de eforturi în secţiune transversală şi în secţiune verticală longi–tudinală prin structura de beton;

– starea de deformaţii şi eforturi în masivul de umplutură care înglobează structura de beton şi capacitatea lui de a prelua aceste solicitări (evaluarea riscului de fisurare a nucleelor argiloase de etanşare sau a rosturilor şi dalelor de la măştile de etanşare din beton armat etc.);

– infiltraţiile din lac pe contactul structură-umplutură sau exfiltraţii din structura de traversare ca urmare a unor defecţiuni sau a insuficienţei măsurilor constructive de limitare a acestor fenomene;

– eroziuni interne sau externe în umplutura barajului datorită unor feno–mene de infiltraţii (exfiltraţii).

Ipotezele de bază în care parametrii descrişi mai înainte trebuie evaluaţi sunt următoarele:

– perioada de construcţie (în care încărcarea pe structura de traversare creşte treptat odată cu înălţarea barajului);

– perioada umplerii lacului (în care încărcările hidrostatice corespun–zătoare nivelului din lac se adaugă celor din greutatea umpluturii).

În cazul când umpluturile sunt modelate cu legi de comportare vâsco-elasto-plastice se pot efectua şi analize de evoluţii în timp a stării de eforturi şi deformaţii în structura de beton. Aceste analize sunt însă de obicei în favoarea structurii.

Datorită caracterului complex al conlucrării dintre structura de beton şi umplutură, singura metodă actuală capabilă să modeleze cu acurateţe acest fenomen este metoda elementelor finite. În trecut au fost elaborate şi soluţii analitice bazate pe teoria elasticităţii, susţinute de prelucrări statistice ale unor măsurători *in situ*. Ele au caracter de generalitate dar ipotezele pe baza cărora s-au elaborat fiind extrem de simplificatoare, aceste soluţii analitice au valoare mai mult calitativă.

Discretizarea în elemente finite trebuie extinsă la ansamblul baraj-structură de beton-teren de fundare. Analizele obişnuite se fac în secţiunea transversală a barajului în plan vertical prin axul longitudinal al structurii de beton şi în secţiuni transversale prin structură în planuri verticale coincidente sau paralele cu axul

coronamentului. În cazuri deosebite poate apare mai indicată o analiză tridimen–sională.

O problemă de acurateţe a calculului este legată de corectitudinea modelării fenomenelor de interfaţă structură de beton-umpluturi corp baraj. În modelele obişnuite se neglijează lunecările care pot să apară între beton şi umplutură, considerându-se noduri unice beton-umplutură, pe interfaţă. Modelarea lunecărilor potenţiale este însă foarte importantă pentru obţinerea unor rezultate mai precise şi interpretabile privind concentrările de eforturi şi riscul de fisurare.

În cazul contactului dintre umpluturi necoezive (balast, anrocamente) şi elemente rigide de beton se acceptă ipoteza că interacţiunea are loc cu frecare. Pe contact se introduc noduri perechi cu coordonate identice, ataşate corpului barajului şi respectiv elementului de beton. Nodurile perechi sunt legate între ele fie prin elemente de interfaţă, fie prin perechi de resoarte, orientate normal şi tangenţial faţa de suprafaţa de contact. Cele două feţe legate prin nodurile perechi pot fi în contact şi fără alunecare, în contact cu alunecare sau deschise (depărtate) în funcţie de relaţiile dintre forţele pe contact.

În cazul contactului dintre umpluturile argiloase şi elementele rigide de beton se admite ipoteza că interacţiunea are loc atât cu frecare cât şi cu coeziune. Comportarea acestor contacte prezintă unele particularităţi faţa de contactele cu frecare [119]:

– prezenţa coeziunii, care modifică relaţia dintre eforturile tangenţiale capabile şi eforturile normale;

– deformaţii de lunecare, chiar în situaţia îndeplinirii condiţiei de stabi–litate la alunecare;

– mobilizarea progresivă a parametrilor rezistenţei la forfecare cu depla–sarea de lunecare.

În prezent sunt dezvoltate numeroase tipuri de elemente finite de contact uni, bi şi tridimensionale, dintre care se menţionează cele utilizate la Catedra de Construcţii Hidrotehnice din Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti:

– elementele de interfaţă 2D-CONTAC12, 3D-CONTAC52, CONTAC40, CONTAC48, din programul ANSYS;

– elementul de interfaţă patrulater compus dintr-un resort cuplat în paralel cu o patină, din programul SIMEXD [119].

În figura 5.205 s-au prezentat secţiuni transversale prin barajul Valea Sadului ($H = 58$ m) de pământ cu mască de beton armat, aflat în construcţie. Barajul este traversat de o importantă structură de beton armat care înglobează galeria evacuatorului de ape mari de tip pâlnie, golirile de fund (două secţiuni) şi galeria de aducţiune (fig. 5.253).

Structura de beton este fundată pe un complex marnos având caracteristicile: E = 50...100 MPa, φ = 17...22°, c = 30 kPa, γ_u = 19,5 kN/m^3.

Deformabilitatea mare a terenului de fundare, încărcările mari din greutatea barajului ($H_{max} = 58$ m), au impus fragmentarea structurii de beton în tronsoane

de 10 m, cu rosturi având deschideri iniţiale de 2,5 cm etanşate cu tole de cupru de 50 cm lăţime.

Analize cuprinzătoare au fost efectuate pentru evaluarea comportării în exploatare a structurii de beton descrise mai înainte. În cadrul acestor calcule au fost evaluaţi parametri ca [42], [119]:

– deplasări şi deformaţii, în timpul construcţiei şi la umplerea lacului;
– presiuni din umpluturi pe extradosul structurii de beton;
– starea de eforturi în secţiuni transversale şi în secţiune verticală longitudinală prin structura de beton în ipotezele lac gol şi lac plin.

Analizele au fost efectuate cu programele de calcul SIMEXD, ANSYS5.0, PFRAME. Purnuş în cadrul lucrării de doctorat [119] efectuează analize comparative a comportării structurii de beton în secţiunea longitudinală folosind două scheme de discretizare:

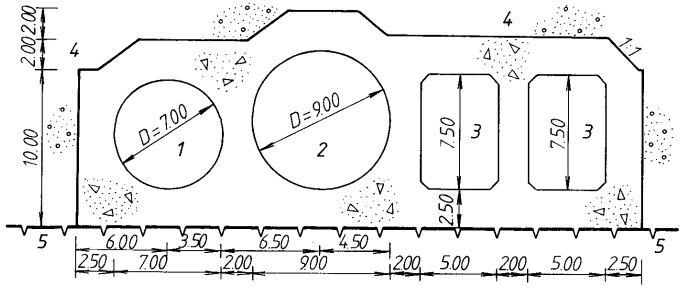


Fig. 5.253. Secţiune transversală prin structura de beton armat care traversează barajul Valea Sadului (v. fig. 5.205): *1* - galerie de aducţiune, *2* - galerie evacuator pâlnie, *3* - galerii goliri de fund, *4* - umplutură din balast, *5* - marnă.

– fără elemente de contact între structura de beton şi umplutură;
– cu elemente de contact între structura de beton şi umplutură.

Caracteristicile materialelor din ansamblul discretizat structură-baraj-teren de fundare au fost evaluate conform modelului hiperbolic Duncan-Chang şi sunt prezentate în tabelul 5.38.

În figurile 5.254, 5.255 şi 5.256 sunt ilustrate câteva dintre rezultatele obţinute. În anliza longitudinală a structurii de beton, efectuată cu programul SIMEXD, execuţia barajului a fost simulată în 7 straturi, primul strat corespunzând structurii de beton de subtraversare. Rosturile verticale de contracţie din structură dispuse la intervale de 10 m au avut deschideri iniţiale de 2,5 cm. Tasările maxime ale structurii de beton au rezultat de 36 cm în ipoteza lac gol şi 37,9 cm în ipoteza lac plin în varianta de calcul fără elemente de contact şi mai mici cu circa 6% în varianta cu elemente de contact. Deplasările orizontale ale structurii de beton (fig. 5.254) sunt aproximativ simetrice faţă de axul profilului transversal al barajului în ipoteza lac gol, structura având tendinţă de alungire şi sunt orientate către aval în ipoteza lac plin. Ele ajung până la valori maxime de 5,5 cm.

Tabelul 5.38

Caracteristici model hiperbolic / Tip material	γ_u kN/m³	K	K_{ur}	n	D	G	F	c kPa	φ	Rf	K_0
Teren de fundare	19.5	1450	1600	0.78	3.0	0.38	0.15	30	22	0.75	0.75
Structură de beton (echivalentă fără goluri)	21.7	222000	222000	0.01	0	0.17	0	1000	90	1.00	0.0
Umplutură baraj	22.0	900	1050	0.30	3.5	0.32	0.10	0.1	33	0.70	0.0

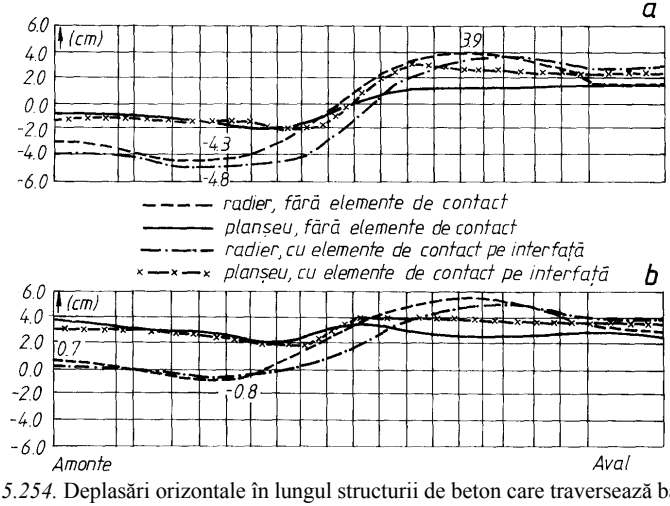


Fig. 5.254. Deplasări orizontale în lungul structurii de beton care traversează barajul Valea Sadului: *a* - ipoteza lac gol, *b* - ipoteza lac plin [119].

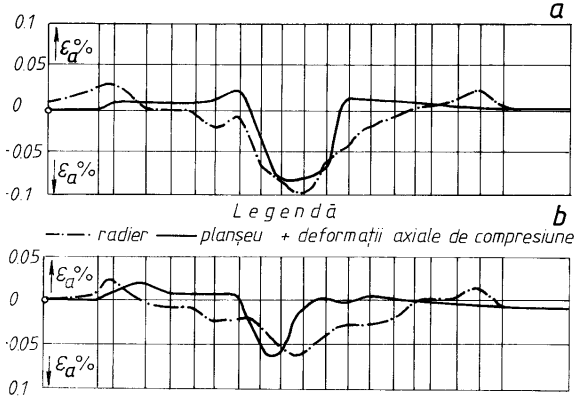


Fig. 5.255. Structura de beton care traversează barajul Valea Sadului - deformaţii axiale în lungul structurii: *a* - ipoteza lac gol, *b* - ipoteza lac plin (+ deformaţii axiale de compresiune) [119].

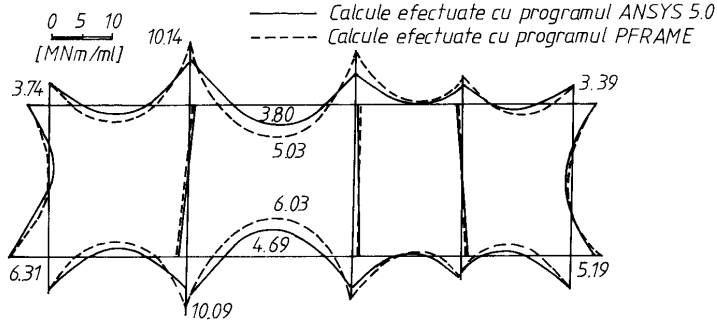


Fig. 5.256. Diagrame de momente încovoietoare în structura de beton în planul vertical prin axul coronamentului [119].

În privinţa dinamicii rosturilor verticale de contracţie, conform figurii 5.255 se constată o tendinţă generală de închidere a rosturilor în bolta secţiunii şi de deschidere a lor în radier, cu deosebire în zona centrală a profilului barajului. Atât închiderile cât şi deschiderile nu depăşesc valoarea de 1,25 cm.

Momentele încovoietoare în secţiunea transversală prin structura de beton (fig. 5.256) sunt relativ importante ajungând până la valori de 4690 kN.m/ml în radier, în secţiunea verticală prin axul coronamentului. Echivalarea secţiunii de beton ca un cadru alcătuit din bare (programul PFRAME) a condus la creşterea solicitărilor de încovoiere cu circa 30%.

Structura de beton are în general o comportare de corp rigid înglobat în masa alcătuită de terenul de fundare şi umpluturile din corpul barajului. Analizele au condus la selectarea celor mai bune soluţii de proiectare şi au făcut evaluări cantitative asupra comportării lor în exploatare.

5.14. Proiectare şi supraveghere în exploatare asistată de calculator

5.14.1. Sistemul EDDIS de proiectare interactivă cu calculatorul

Proiectarea asistată de calculator, denumită uzual CAD (computer aided design) a depăşit de mult faza experimentală şi a devenit o practică curentă şi în domeniul proiectării barajelor din umpluturi şi a construcţiilor hidrotehnice în general. Dacă în urmă cu 20...25 de ani în domeniul barajelor, calculatoarele erau folosite în special pentru calcule numerice, în scopul dimensionării şi verificării construcţiilor, în prezent aria lor de folosire s-a extins foarte mult (optimizări, desene tehnice, stocări şi gestionări de date, editări), procesul de proiectare devenind în mare măsură automatizat şi interactiv.

Numeroase sisteme de proiectare asistată de calculator au fost dezvoltate în ultimele două decenii. Ele constituie un suport esenţial în activitatea de proiectare, pentru selectarea celor mai bune soluţii şi reducerea timpului de lucru. În continuare, ca exemplificare, se descrie pe scurt sistemul EDDIS (Embankment Dam Design Integrated Software System) dezvoltat la ISMES-Bergamo şi ENEL, Italia, specializat pentru proiectarea interactivă a barajelor din umpluturi [120].

Programul folosind intens grafica pe calculator şi un limbaj prietenos pentru utilizator este conceput să asiste proiectantul în elaborarea proiectelor preliminare de baraje din umpluturi şi în evaluarea performanţelor tehnice şi economice ale proiectelor. Programul parcurge practic aceleaşi etape ca în proiectarea manuală fără calculator, dar cu viteză de lucru incomparabil mai mare şi fără riscuri de producere a unor erori. În figura 5.257 se ilustrează schema bloc a sistemului EDDIS.

Sistemul este dezvoltat în module care permit proiectantului să analizeze diverse aspecte ale proiectului şi să facă modificările necesare aşa cum se procedează într-un proces de proiectare obişnuit.

În primul modul se defineşte topografia zonei în care se intenţionează construirea barajului. Datele topografice se pot introduce manual prin coordonate numerice sau prin metode de scanare pe calculator.

În modulul 2 proiectantul fixează cota coronamentului, axul barajului (rectiliniu sau curb), poziţia şi limitele secţiunii transversale de înălţime maximă. Pe baza acestor date programul calculează automat intersecţia barajului cu curbele de nivel şi afişează profile preliminare ale văii atât pe direcţii paralele cât şi perpendiculare pe axul barajului.

În modulul 3 se stabilesc liniile excavaţiilor. Proiectantul fixează cotele excavaţiilor în mai multe secţiuni longitudinale preselectate prin baraj. Pe această bază programul calculează automat conturul excavaţiilor în diverse secţiuni şi schiţează planul de excavaţii al barajului.

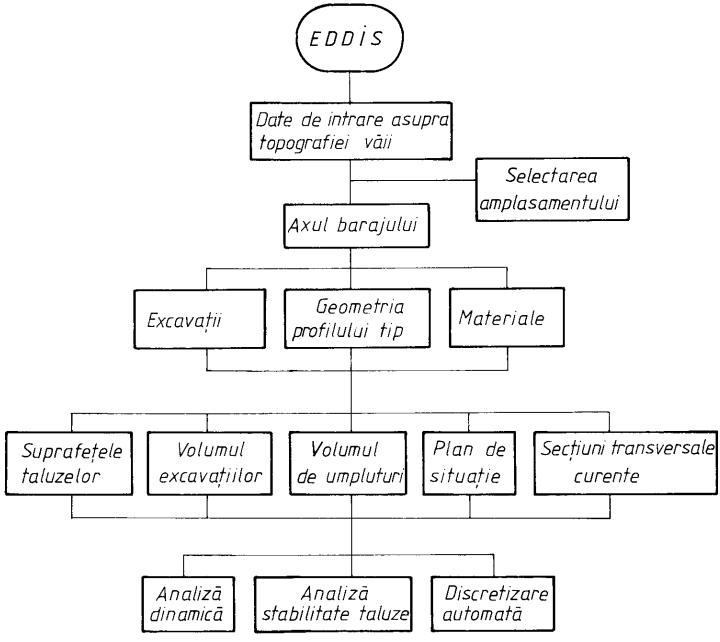


Fig. 5.257. Schema bloc a sistemului EDDIS de proiectare asistată de calculator a barajelor din umpluturi, elaborat la ISMES-Bergamo [120].

În acelaşi modul se definitivează secţiunea transversală a barajului inclusiv zonarea materialelor. Programul permite ca ecranul monitorului să fie folosit asemeni unei table negre. Astfel, proiectantul trasează liniile reprezentând contu–rurile nucleului, filtrelor, drenurilor, prismelor de rezistenţă. El poate muta şi şterge orice linie, până la obţinerea celei mai satisfăcătoare secţiuni transversale. Programul acceptă pe baze interactive schimbări în dispunerea materialelor din secţiunea transversală, în lungul barajului. După definitivarea secţiunii trans–versale, proiectantul atribuie numere de cod pentru fiecare material din secţiune.

În modulul 4, pe baza datelor existente programul calculează automat cantităţile de lucrări (volume excavaţii, volume de materiale pentru fiecare zonă din baraj, volumul total de umpluturi etc.) şi costul lor pe baza datelor de costuri unitare.

De asemenea, fiindcă întreaga structură a fost definită, este uşor pentru program să calculeze şi să deseneze un plan de situaţie al barajului cu sau fără curbe de nivel în ampriză (fig. 5.258) şi secţiuni transversale în orice poziţie de-a lungul axului barajului (fig. 5.259).

În modulul 5, prin program se fac analize de stabilitate a taluzelor, analiza dinamică şi corecţii sau schimbări interactive ale proiectului cu scopul optimizării lui structurale.

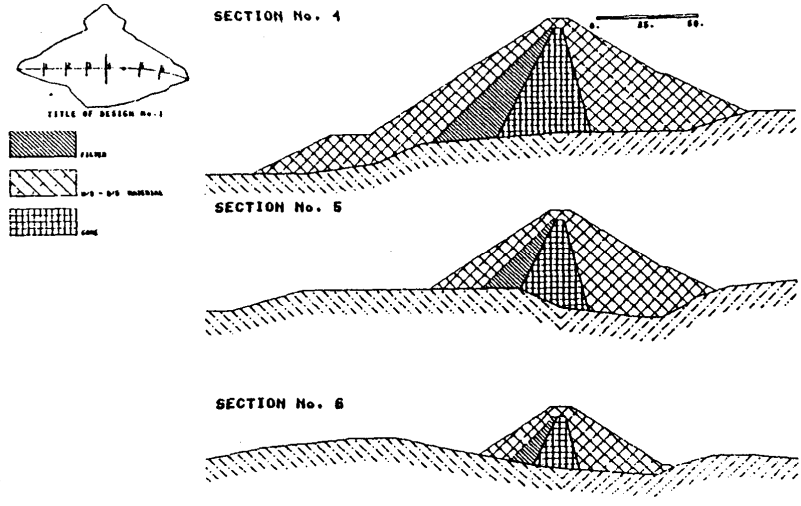


Fig. 5.258. Vedere în plan a unui baraj din umpluturi proiectat cu sistemul EDDIS [120].

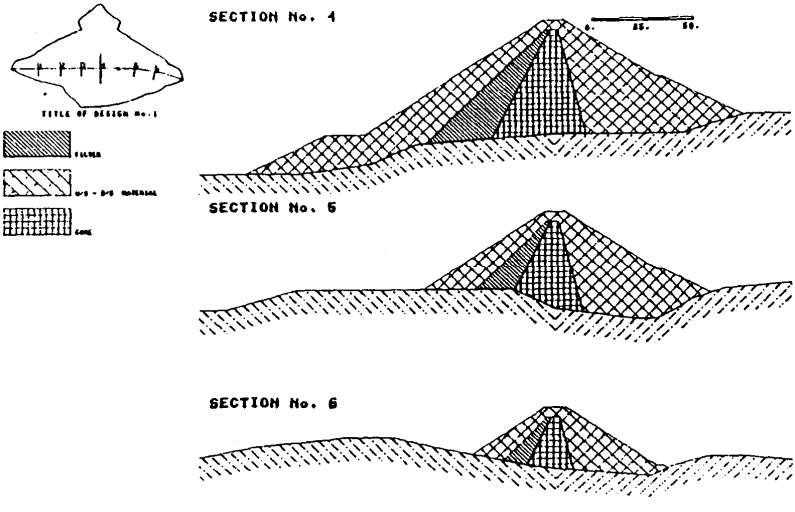


Fig. 5.259. Profile transversale selectate prin barajul din figura 5.258 [120].

Analizele de stabilitate a taluzelor se pot face fie în secţiunea tip, fie în orice alte secţiuni de înălţimi mai mici. Suprafeţele de alunecare pot fi stabilite de

utilizator sau programul va căuta automat suprafaţa critică de alunecare căreia îi corespunde coeficientul minim de siguranţă.

Analiza dinamică se efectuează după un model unidimensional, secţiunea transversală a barajului fiind idealizată ca o serie de coloane.

În acord cu rezultatele analizelor, proiectantul poate modifica zonarea interioară a materialelor, pantele taluzelor exterioare, programul refăcând automat calculele din modulele 4 şi 5 într-un timp real de câteva minute. Astfel proiectantul are oportunitatea să analizeze rapid mai multe variante şi să selecteze varianta cea mai bună.

În proiectarea tradiţională manuală, un proiectant competent consumă de obicei pentru calcule şi desene circa 1...2 săptămâni pentru un proiect preliminar al unui baraj din umpluturi. Aceeaşi lucrare poate fi făcută în mai puţin de 4 ore folosind un program specializat de proiectare interactivă asistată de calculator de tipul sistemului EDDIS.

5.14.2. Programul MIDAS pentru supraveghere în exploatare

Echiparea barajelor din umpluturi cu aparatură de monitorizare este esenţială pentru siguranţa lor. Înregistrările aparaturii trebuie să fie citite, datele citirilor trebuie sistematizate şi procesate iar rezultatele trebuie interpretate. Interpretarea se bazează pe compararea rezultatelor obţinute din măsurători, cu cele corespondente obţinute din calcule prin aplicarea unor modele matematice corespunzătoare. În toate aceste etape metodele asistate de calculator constituie un suport de neînlocuit.

Metodele asistate de calculator pentru colectarea şi evaluarea datelor înregistrate de aparatura de monitorizare asigură stocarea, prelucrarea şi interpretarea rapidă a unui volum imens de date, practic imposibil de cuprins cu mijloace manuale. Metodele interactive asistate de calculator pot fi folosite pentru stabilirea unor secvenţe de istorii în timp ale citirilor de la aparatură. În acelaşi timp, valorile măsurătorilor pot fi comparate cu valorile corespondente prognozate de modele de calcul, care au fost pre-programate în calculator. Modelele de calcul, pot fi numerice bazate pe procedeul elementelor finite sau statistice bazate pe prelucrarea măsurătorilor cauze-efecte existente.

Metodele asistate de calculator oferă tehnici de analiză pentru scăderea incertitudinilor care apar atunci când măsurătorile conţin date incompatibile (anor–male) sau care diferă brusc faţă de tendinţele pe termen lung. Asemenea situaţii pot rezulta fie din erori umane în citirea datelor, din funcţionarea proastă a unuia sau unor instrumente sau, în situaţia cea mai gravă, din cauza deteriorării rapide a perfor–manţelor barajului. Metode de procesare pe calculator a datelor fac posibile folosirea de date mediate şi tehnici de evaluare a datelor care pot ajuta în a decide dacă asemenea date sunt sau nu sunt semnificative în evaluarea comportării barajului.

Programul MIDAS (Management of Information for Dam Safety) dezvoltat la ISMES-Bergamo şi ENEL, Italia este un exemplu reprezentativ de folosire a calculatorului pentru supravegherea comportării în exploatare a barajelor [120].

MIDAS face posibilă stocarea, completarea şi redarea în timp real a unui volum mare de informaţii asupra performanţelor barajului obţinute prin observaţii şi citiri la instrumentele de măsură (fig. 5.260). Programul face posibilă procesarea acestor date şi prezentarea rezultatelor într-un format care poate fi folosit pentru evaluarea siguranţei barajului.

În program sunt implementate modele de calcul numeric şi statistic ale răspunsului probabil (asteptat) al barajului care este comparat cu datele corespondente prelucrate din măsurători. Criterii de siguranţă a barajului pot fi apoi activate pentru a se decide dacă performanţele barajului se înscriu în valorile de toleranţă admisibile.

Schemele bloc ale modelelor statistic şi numeric (determinist) implemen–tate în programul MIDAS sunt ilustrate în figura 5.261. În modelul statistic datele de intrare sunt constituite din istoriile în timp ale acţiunilor mediului ambiant (cantităţi cauză) ca: nivelul în lac, nivelul în bieful aval, precipitaţiile, căderile de zăpadă, temperatura (pentru baraje de beton) şi din istoriile în timp ale răspunsului barajului (cantităţi efect) ca: presiunea apei din pori, infiltraţii, deplasări şi tasări.

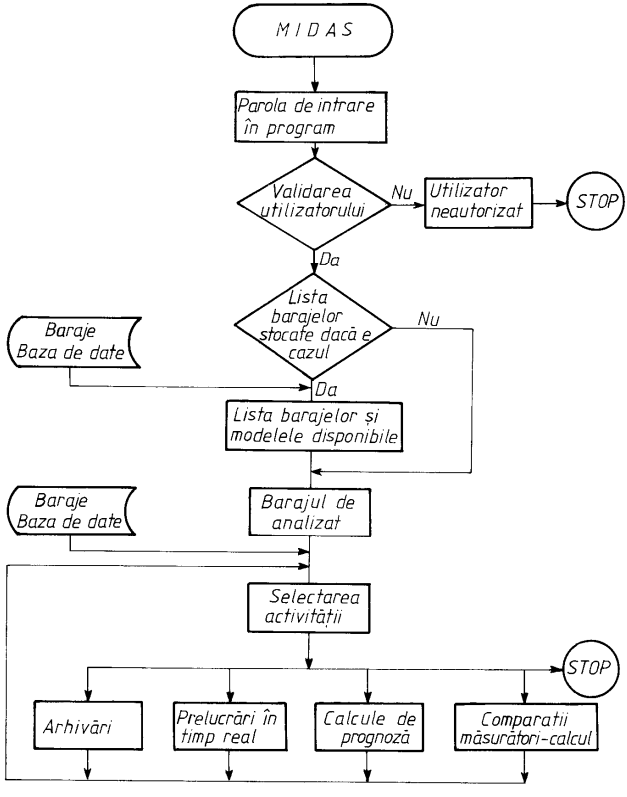


Fig. 5.260. Schemă bloc a unui program interactiv pentru stocarea, prelucrarea și interpretarea datelor obținute din monitorizarea barajelor [120].

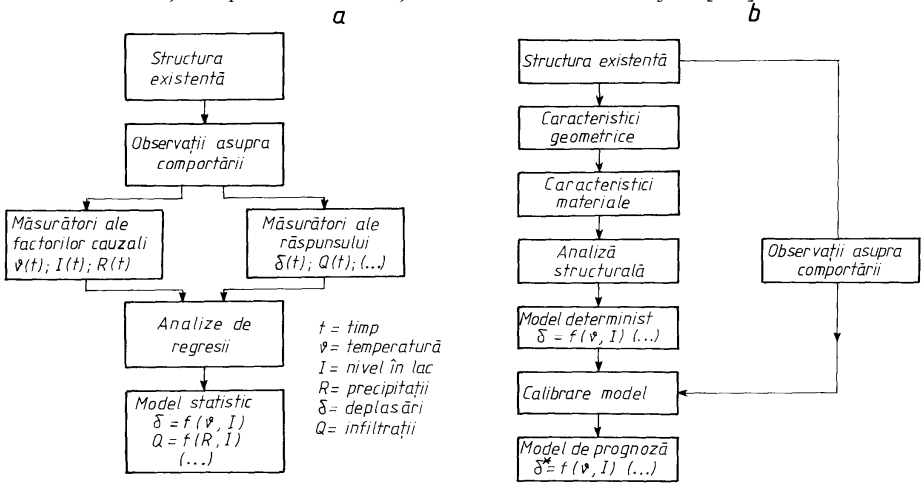


Fig. 5.261. Schemă bloc ale unor modele de evaluare a performanţelor barajelor: *a* - model statistic, *b* - model în elemente finite [120].

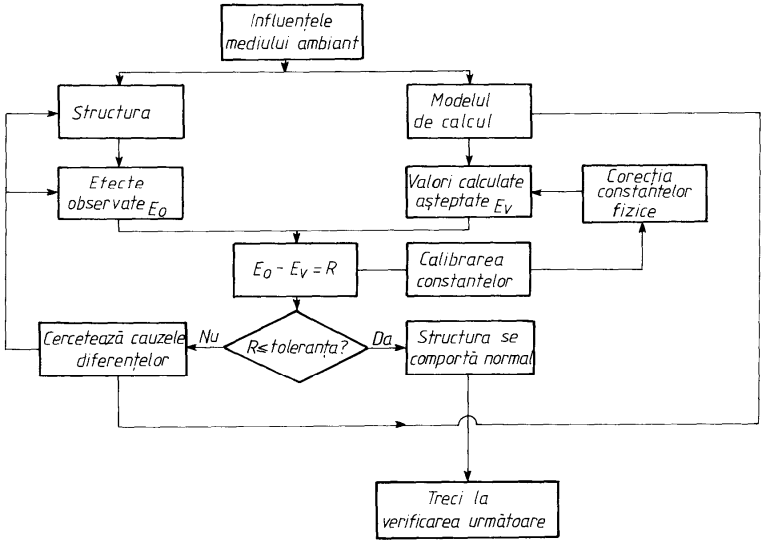


Fig. 5.262. Schemă bloc pentru verificarea siguranţei barajelor [120].

Serii de timp ale cantităţilor cauză şi efect sunt apoi procesate prin analize de regresii pentru a stabili o legătură funcţională care poate fi folosită pentru evaluarea comportării curente a barajului. Modelul numeric este un model obişnuit în elemente finite în care datele de bază sunt constituite din caracteristicile geo–metrice şi caracteristicile materialelor care sunt evaluate din calibrarea modelului pe baza măsurătorilor disponibile.

Schema bloc a modelului de verificare a siguranţei barajului implementat în programul MIDAS este prezentată în figura 5.262. Modelul compară performantele observate ale barajului (E_0) cu performanţele lui aşteptate conform calculelor (E_v) şi găseşte funcţia de diferenţă R. Valoarea lui R este comparată cu valorile de toleranţă stabilite ca valori limită ale comportării acceptabile a barajului. Orice rezultate din măsurători de la un singur aparat sau de la un grup de aparate, care depăşesc valorile toleranţelor pot necesita alte informaţii, inspecţii în amplasament sau alte acţiuni pentru a asigura funcţionarea în condiţii de siguranţă a barajului.

Bibliografie

1. Schnitter, N.J., *The evolution of embankment dams*. Water Power & Dam Construction, August, 1988.
2. Garbricht, G., *Sadd-el-Kafara: the world's oldest large dam*. Water Power & Dam Construction, July, 1985.
3. Thomas, H.H., *The Engineering of Large Dams*. Part 2 John Willey & Sons, London, 1976.
4. ***, *Large Dams in China*. Edited by Chinese National Committee on Large Dams. China Water Resources and Electric Power Press, Beijing, 1987.
5. Prişcu, R., *Construcţii Hidrotehnice*, *vol. I.* Editura Didactică şi Pedagogică, Bucureşti, 1974.
6. Mihail, D., *O privire statistică asupra barajelor*. Hidrotehnica, nr. 3, 1980.
7. Cook, J.B., *Progress in Rockfill Dams*. Journal of Geotechnical Engineering PASCE, vol. 110, No 10, October, 1984.
8. Marques Filho, P.L., Maurer, E., Toniatti, N.B., *Deformation characteristics of Foz do Areia concrete face rockfill dam, as revealed by a simple instrumentation system*. Q56, R21, Proceedings XV-th International Congress on Large Dams, Lausanne, 1985.
9. Moiseev, I.S. et al., *Rockfill dams with asphalt concrete diaphragms*. Q61, R62. Proceedings XVI-th International Congress on Large Dams, San Francisco, 1988.
10. Popescu, C., *Contribuţii la studiul tehnologiei de execuţie a barajelor de pământ şi anrocamente*. Teză de doctorat, Institutul de Construcţii Bucureşti, 1977.
11. Mălai, M., Borisievici, B., *Acumularea Colibiţa*. Hidrotehnica, nr. 8, 1989.
12. Mermel, T.W., *Major dams of the world - 1988*. Water Power & Dam Construction, June, 1988.
13. ***, *Lucrări de gospodărirea apelor în R.S.România*, I.C.P.G.A.., Bucureşti, 1989.
14. Vutsel, V.I., Listrovoy, P.P., Malyshev, M.P., Sherbina, V.I., *Measures providing impermeability of the Nurek dam.* Q42, R43. Proceedings 8-th International Congress on Large Dams, Madrid, 1973.
15. Moiseev, I., *The world's highest dam conquers harsh environment.* Water Power & Dam Construction, March, 1986.
16. Stănescu, E., Munteanu, A., Seibulescu, C., *Construcţia barajelor de pământ şi anrocamente*. Editura Tehnică, Bucureşti, 1969.
17. Popovici, A., Filişanu, R., Vişan, V., *Influenţa unor scheme de execuţie atipice asupra comportării barajelor din materiale locale*. Hidrotehnica, nr. 1, 1990.
18. Penman, A.D.M., *Materials and construction methods for embankment dams and cofferdams*. General Report Q55. Proceedings 14-th International Congress on Large Dams, Rio de Janeiro, 1982.

19. Băncilă, I. ş.a., *Geologie inginerească*, v*ol. I, II.* Editura Tehnică, Bucureşti, 1980.
20. Bally, R.J., Oncescu, V., *Amestecul gravitaţional al materialelor granulare necesare pentru nucleul unui baraj din pământ şi anrocamente*. Hidrotehnica, nr. 8, 1980.
21. Pietraru, V., *Calculul infiltraţiilor*. Editura Ceres, Bucureşti, 1977.
22. ***, *Earth Manual - A Water Resources Technical Publications*. Second Edition, Washington, 1980.
23. Penman, A.D.M., *Materials and Construction Methods for Embankment Dams and Cofferdams*. General Report Q55 Proceedings 14-th International Congress on Large Dams, Rio de Janeiro, 1982.
24. Melnik, V.G., Vitenberg, M.V., *Using poor quality rock materials for dam building*. Water Power & Dam Construction, December, 1984.
25. Peurifoy, R.L., *Construction, planning, equipment and method*. Second Edition. Mc. Graw Hill Book Company, New-York, 1970.
26. Ionescu, Şt., *Compactarea pământurilor şi anrocamentelor*. Referat de doctorat, I.C.B., Bucureşti, 1972.
27. Bâlă, M. ş.a., *Tehnologii de execuţie a construcţiilor hidroenergetice*. Editura Tehnică, Bucureşti, 1985.
28. Lefter, L., Stematiu, D., Ilie, L., *Fisurarea nucleelor argiloase la barajele de anrocamente*. Hidrotehnica, nr. 5, 1979.
29. Londe, P., *La fissuration des noyaux des barrages en terre*. Proceedings 10-th International Congress on Large Dams, Montreal, 1970.
30. Eisenstein, Z., Naylor, D.J., *Static Analysis of Embankment Dams.* ICOLD Bulletin, Swansea, 1984.
31. Popescu, R., *Contribuţii la modelarea matematică a comportării barajelor din materiale locale*. Teză de doctorat, Institutul de Construcţii Bucureşti, 1993.
32. Morgenstern, N.R. and Price, V.E., *The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces*. Geotechnique, 15, No.1, 1965.
33. Sharma, S.K., *Stability analysis of embankments and slopes*. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Am. Soc. Civ. Engrs., 105, No GT12, 1979.
34. Janbu, N., E*mbankment Dam Engineering.* John Willey & Sons, New York, 1973.
35. Wright, S.G., Kulhawy, F.H & Duncan, J.M., *Accuracy of equilibrium slope stability analysis.* Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division. Am. Soc. Civ. Engrs., 99, No SM10, 1973.
36. Naylor, O.J., *Finite elements and slope stability*. Numerical Methods in Geomechanics (Ed. by Martins, J.B.), Reidel, 1982.
37. Stematiu, D., *Calculul structurilor hidrotehnice prin metoda elementelor finite*. Editura Tehnică, Bucureşti, 1988.
38. Popescu, C., Popovici, A., *Analiza tridimensională a comportării ecranelor din betoane bituminoase la baraje de piatră.* Hidrotehnica, nr. 7, 1979.
39. Clough, R.W. & Woodward, R.J., *Analysis of embankment stresses and deformations*. Journal of Soil Mechanics & Foundation Engineering Division. Am. Soc. Civ. Engrs., 93, SM4, 1967.

40. Popovici, A., *SIMEX - Un program de calcul pentru simularea execuţiei barajelor din umpluturi*. Institutul de Construcţii Bucureşti, 1982.
41. Nobari, E.S. & Duncan, J.M., *Movements in dams due to reservoir filling.* Proceedings of ASCE Special Conference of Earth and Earth-Supported Structures, Purdue University, Laffayette, 1972.
42. Popovici, A., Sârghiuţă, R., Purnuş, A., Abdulamit, A., *Analiza comportării structurale a barajului Sadu-Gorj*. Raport către I.S.P.H. - Bucureşti, I.C.B., 1993.
43. Kjaernsli, B. & Torblaa, I., *Leakage through horizontal cracks in the core of Hyttejuvet Dam*. Norvegian Geot. Inst. Publ. No 80, Oslo, 1968.
44. Penman, A.D.M., *Earth pressure measurements with hydraulic piezometers*. Ground Engineering 9, No 8, 1975.
45. Stematiu, D., Popescu, R., *Evaluarea eforturilor şi presiunilor neutrale în corpul barajului Homoriciu.* Raport către I.S.P.H. - Bucureşti, I.C.B., 1983.
46. Seed, H.B., Duncan, J.M., Idriss, I.M., *Criteria and methods for static and dynamic analysis of earth dams*. Proceedings International Symposium on Criteria and Assumption for Numerical Analysis of Dams, Swansea, Univ. College, 1975.
47. Ionescu, Şt., *Contribuţii la calculul barajelor de anrocamente etanşate cu materiale nepământoase*. Teză de doctorat, Institutul de Construcţii Bucureşti, 1977.
48. Penman, A.D.M. & Charles, J.A., *Constructional deformations in rockfill dams.* Journal Soil Mechanics and Foundation Division. Am. Soc. Civ. Engrs., 99, No SM2, 1973.
49. Cathie, D.N. & Dungar, R., *Evaluation of finite element predictions for constructional behaviour of a rockfill dam*. Proc. Instn. Civ. Engrs. Part 2, No 65, 1978.
50. Eisenstein, Z., Law, S.T.C., *The role of constitutive laws in analysis of embankments*. Proceedings 3rd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, 1979.
51. Prişcu, R., Popovici, A., Ilie, L., Stere, C., *The influence of consolidation phenomenon upon stresses in embankment dams*. Proceedings International Symposium on Soil under Cyclic and Transient Loading, Swansea, 1980.
52. Stematiu, D., Popescu, R., *Interacţiunea nucleu-prisme în cadrul procesului de consolidare a barajelor din materiale locale*. Hidrotehnica, nr. 7, 1984.
53. Biot, M.A., *General Solutions of the Equations of Elasticity and Consolidation for a Porous Material*. Proceedings American Society of Mechanical Engineers. Applied Mechanics Division, November, 1955.
54. Sandhu, R.S., *Variational Principles for Soil Consolidation Numerical Methods in Geomechanics*. Edited by C.S. Desay, ASCE, 1976.
55. Popovici, A., Finkelstein, I., Toma, I., *Design and Calculus Tasks Regarding Raising of a Large Dam*. Proceedings Second International Symposium on Design of Hydraulic Structures. Colorado State University, Fort Collins, June, 1989.

56. Popovici, A., Finkelstein, I., Toma, I., *Probleme de proiectare şi calcul în legătură cu supraînălţarea unui mare baraj*. Hidrotehnica, nr. 9, 1989.
57. Schewe, L., *Design and construction of concrete facings for embankment dams*. Water Power & Dam Construction, March, 1990.
58. Franco, M.A., Pena, A.S., *Plinth in dams with watertight facing design, construction and performance.* Proceedings XVI-th International Congress on Large Dams, San Francisco, 1988.
59. Cooke, J.B., Sherard, J.L., *Concrete-Face Rockfill Dam: II Design*. Journal of Geotechnical Engineering PASCE, vol. 113, No 10, October, 1987.
60. Monfort, L., Ayoub, M., Lefranc, M., Soyer, G., *Masques amont en beton hydraulique: vieillissement, effet des conditions climatiques, reparations.* Proceedings XVI-th International Congress on Large Dams, Q61, R43, San Francisco, 1988.
61. Pinto, A.V., De Melo F.G., Ramos, C.M., *Design criteria of upstream concrete facing rockfill dams*. Proceedings XVI-th International Congress on Large Dams, Q61, R47, San Francisco, 1988.
62. Popovici, A., Suprovici, P., *Construcţii Hidrotehnice – Aplicaţii*. Vol. 1, Institutul de Construcţii Bucureşti, 1986.
63. Fitzpatrick, M.D., Cole, B.A., Kinstler, F.L, and Knoop, B.P., *Design of Concrete-Faced Rockfill Dams.* Proceedings International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams, Detroit, 1985.
64. Mori, R.T. and Pinto, N.L.S., *Analysis of deformations in concrete face rockfill dams to improve face movement prediction*. Proceedings XVI-th International Congress on Large Dams, Q61, R2, San Francisco, 1988.
65. Pinto, N.L.S. and Mori, R.T., *A new concept of a perimetric joint for concrete face rockfill dams*. Proceedings XVI-th International Congres on Large Dams, Q61, R3, San Francisco, 1988.
66. Leps, T.M., Cashat, C.A. and Janopaul, R.N., *New Exchequer Dam - California.* Proceedings International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams, Detroit, 1985.
67. Mackenzie, P.S. and Mc Donald, L.A., *Mangrove Creek Dam-use of soft rock for rockfill*. Proceedings International Symposium on Concrete Faced Rokfill Dams, Detroit, 1985.
68. Prişcu, R., Stematiu, D., Popescu, R., *Împingerea anrocamentelor asupra vetrei amonte a barajelor cu mască*. Hidrotehnica, nr. 5, 1982.
69. Diacon, A., Popovici, A., Sârghiuţă, R., Abdulamit, A., *Soluţii pentru etanşarea rosturilor lucrărilor hidrotehnice supuse la presiuni mici şi mijlocii.* Contract I.C.B., Bucureşti, 1993.
70. Casinaders, R., Rome, G., *Estimation of leakage through upstream concrete facings of rockfill dams.* Proceedings XVI-th International Congress on Large Dams, San Francisco, 1988.
71. ICOLD, *Deterioration Cases Collected and their Preliminary Assessement*. Report of ICOLD Committee on Deterioration of Dams and Reservoir, vol. 2, 1979.

72. Salenbier, M., *Membrane sealing of Rouchain Dam.* Proceedings International Conference Concrete Faced Rockfill Dams, Detroit, 1985.

73. Diaconu, Al., Popovici, A., Bordea, I., *Raport de expertiză asupra cauzelor infiltraţiilor de la barajul Oaşa.* M.E.E., Bucureşti, 1984.

74. Ionescu, Şt., Constantinescu, A., *Incidente la masca de beton armat a barajului Oaşa*. Hidrotehnica, nr. 9, 1985.

75. Kramer, R.W., *Embankment dams: impervious elements other than clay core*. General report - Question 61; Proceedings XVI-th International Congress on Large Dams, San Francisco, 1988.

76. Haus, H., Haug, W., Schönian, E., *Asphalt surface linings on dams with steep slopes in comparison to concrete surface linings*. R10, Q61; Proceedings XVI-th International Congress on Large Dams, San Francisco, 1988.

77. Găzdaru, A., Krausz, A., *Barajul Valea de Peşti după trei ani de la exploatare*. Hidrotehnica, nr. 5, 1976.

78. Sârghiuţă, R., Popovici, A., Toma, I., *Field Measurements on Dynamic Structural Features of Two Large Dams*. Proceedings 5-th International Symposium Field Measurements in Geomechanics and Soil Mechanics, Bergamo, May, 1995.

79. Ishii, K., Kamijo, M., *Design for asphaltic concrete facing of Sabigawa upper dam*. R19, Q61; Proceedings XVI-th International Congress on Large Dams, San Francisco, 1988.

80. Pircher, W., Schwab, H., *Design, construction and behaviour of the asphaltic concrete core wall of the Finstertal dam*. R49, Q61; Proceedings XVI-th International Congress on Large Dams, San Francisco, 1988.

81. Arnevik, A., Kjernsli, B., Walbo, S., *The Storvatn dam a rockfill dam with a central core of asphaltic concrete*. R9, Q61, Proceedings XVI-th International Congress on Large Dams, San Francisco, 1988.

82. Schöber, W., *Considerations and investigations for the design of a rockfill dam with 92 m high bituminous mix core.* Q42, Proceedings XI-th International Congress on Large Dams. Vol. III, Madrid, 1973.

83. ***, *Bituminous Cores for Fill Dams. State of the Art*. ICOLD Bulletin No 84, Paris, 1992.

84. Muşat, P.N., *Mixturi asfaltice etanşe cu stabilitate ridicată pentru lucrări speciale*. Teză de doctorat. Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti, 1994.

85. ***, *Bituminous cores for earth and rockfill dams*. Bulletin ICOLD No 42, Paris, 1982.

86. Constantinescu, F., *Complexul hidrotehnic şi energetic Cerna-Motru-Tismana*. Hidrotehnica, nr. 1, 1980.

87. Schöber, W., Hupfauf, B., T*he bearing behaviour of embankment dams in narrow valleys*. Q65, R5; Proceedings XVI-th International Congress on Large Dams, Vienna, 1991.

88. Prişcu, R., Lefter, L., Stematiu, D., *Analiza tridimensională a barajului Gura Apelor.* Hidrotehnica, nr. 1, 1978.

89. ***, *Filtre şi drenuri granulare pentru baraje din umpluturi. Sinteză şi recomandări*. Bulletin ICOLD No 95, Paris, 1994.

90. Vaughan, P.R. and Soares, H.F., *Design of Filters for Clay Cores of Dams*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol.108, January, 1982.

91. Sherard, J.L., Dunnigan, L.P. and Talbot, J.R., *Filters for Silts and Clay*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, June, 1984.

92. Lafleur, J., Mlynarek, J. and Rollin, A.L., *Filtration of Broadly - Graded Cohesionless Soils*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 115, December, 1989.

93. Brauns, J., *Filters and Drains. Contributions to NATO Advanced Study Institute*; Advances in Rockfill Structures, Lisbon, 1990.

94. Stematiu, D., Popescu, R., *Evaluarea comportării structurale a barajului Râuşor pe baza măsurătorilor din execuţie*. Hidrotehnica, nr. 4, 1988.

95. ***, *Numerical Analysis of Dams*. Proceedingk Third Benchmark Workshop of ICOLD Committee on Dam Computation, Paris, September, 1994.

96. Laigle, F., Fry, .J., Magnin, Ph., *Static Analysis of El Infiernillo Dam*. Proceedings 3-rd Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Theme B1, Paris, September, 1994.

97. Ozanam, O., Tardieu, B., *Evaluation of pore pressure and settlements of an embankment dam under static loadings. GEFDYN analysis*. Proceedings 3-rd Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams. Theme B1, Paris, September, 1994.

98. Popovici, A., Toma, I., Sârghiuţă, R., *Nonlinear seismic analysis of an embankment dam*. Proceedings 3-rd Bencmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Theme B2, Paris, September, 1994.

99. Stoglund, M., Solvik, Q., *External and internal erosion in rockfill dam.* Hydropower & Dams. Vol.2, No 3, May, 1995.

100. Charles, J.A., Tedd, P. and Holton, I.R., *Internal erosion in clay cores of British dams.* Proceedings International Symposium on Research and Development in the Field of Dams, Crans-Montana, September, 1995.

101. Kuusiniemi, R., Pölla, J. and Rathmayer, H., *Internal erosion at the Uljua earth dam*. Water Power & Dam Construction, March, 1992.

102. Fry, J.J., *Developpement concernant les risques d'erosion interne et de seismes relatifs aux remblais*. Proceedings International Symposium on Research and Development in the Field of Dams, Crans-Montana, September, 1995.

103. Udrescu, T., Vasilescu, M., *Modul de dimensionare şi alcătuire a digurilor amenajărilor hidroenergetice de joasă cădere*. Comunicări Simpozionul de Diguri Hidroenergetice, vol. I, Bucureşti, 1981.

104. Huynh, M. et al., *Enseignments tirés de la construction au cours de ces vingt dernières années de barrages a masque en enrobés noirs*. Q61, R5. Proceedings 16-th International Congress on Large Dams, San Francisco, 1988.

105. Rienossl, K., *Embankment dams with asphaltic concrete cores experience and recent test results.* Q42, R45. Proceedings 11-th International Congress on Large Dams, Madrid, 1973.

106. Popovici, A., Sârghiuţă, R., Abdulamit, A., *Barajul Valea Sadului. Studii pentru stabilirea soluţiei de etanşare la barajul frontal zona centrală între profilele P3...P7.* Raport către I.S.P.H. - Bucureşti, U.T.C.B, 1996.

107. Nawaz-Khan, S., Ali Naqui, S., *Foundation treatment for underseepage control at Tarbela dam project.* Q37, R60. Proceedings 10-th International Congress on Large Dams, Montreal, 1970.

108. Percea, F., *Nodul hidrotehnic Stânca-Costeşti de pe Prut*. Hidrotehnica, nr. 11, 1978.

109. Si, Z., Liu, Y., *Heightening and strenghthening earth-rock dams in China.* Q70, R44. Proceedings 18-th International Congress on Large Dams, Durban, 1994.

110. ***, *Numerical Analysis of Dams*. Proceedings Fourth Benchmark Workshop of ICOLD Committee on Dam Computation, Madrid, September, 1996.

111. Purnuş, A., Popovici, A., Groza, G., *Effect of large settlements on an embankment dam.* Proceedings 4-th Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Theme B2, Madrid, September, 1996.

112. Sokolov et al., *Analysis and interpretation of measurement data illustrated by the construction and staged commissioning of the Sayano - Shushenskaya and Nurek hydropower plants*. Q56, R75. Proceedings 15-th International Congress on Large Dams, Lausanne, 1985.

113. ***, *Embankment dams with imprevious upstream facings: an overview of Italian practice*. Working group of the Italian National Committee on Large Dams, Q61, R23; Proceedings 16-th International Congress on Large Dams, San Francisco, 1988.

114. Cambiaghi, A., Rimoldi, B., *The use of geosynthetics in embankment dams: an overview.* Hidrotecnica, nr. 2, March-April, 1991.

115. Huynh, M. et al., *Ensignements tirés de la construction, au cours de ces vingt dernières années, de barrages a masque en enrobés noirs*. Groupe de travail au Comité Français des Grands Barrages. Q61, R5; Proceedings 16-th International Congress on Large Dams, San Francisco, 1988.

116. Luca, E., Vasiliu, M., Trandafir, X., Pascu, D., Popescu, C., Popescu, I., Tecuci, I., Popovici, A., *Earth Dams on Liquefiable or Peat-Coal and Clay-Silt Soils*. Q66; Proceedings 17-th International Congress on Large Dams, Vienna, 1991.

117. Flegont, Gh., Dorojneac, D., *Nouvelles solutions d'ouvrages en terre armée lors de la construction du barrage de Siriu-Roumanie*. Q67, R13; Proceedings 17-th International Congress on Large Dams, Vienna, 1991.

118. Popovici, A. ş.a., *Studii privind comportarea lucrărilor de beton care trec prin corpul barajelor din materiale locale*. Raport către RENEL-I.S.P.H. Bucureşti, 1993.

119. Purnuş, A., *Studiu asupra conlucrării dintre zonele de pământ-rocă şi structurile adiacente din beton la barajele din materiale locale.* Teză de doctorat, Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti, 1996.

120. Silver, M.L., Riccioni, R., *Interactive computer aided methods for the design and monitoring of embankment dams*. ISMES Publications, No 280, Bergamo, 1987.

6. DESCĂRCĂTORI ŞI DISIPATORI HIDRAULICI

6.1. Generalităţi

6.1.1. Funcţii şi tipuri de descărcători

Descărcătorii de ape mari au un rol esenţial în funcţionalitatea şi siguranţa barajelor. Funcţia lor de bază constă în asigurarea descărcării volumelor de apă excedentare din lac în condiţii de securitate pentru baraj şi zonele adiacente din aval sau din amonte.

Descărcătorii pot fi de suprafaţă şi de adâncime, după poziţia lor pe înălţimea barajului. În ansamblu, pe lângă funcţia de bază menţionată mai înainte, descărcătorii îndeplinesc alte numeroase funcţii de maximă importanţă, care se prezintă în continuare [1]:

- devierea apelor în timpul construcţiei barajului;
- controlul nivelurilor în lac la punerea sub sarcină a barajului şi în exploatare;
- furnizarea debitelor de servitute în aval;
- golirea lacului de acumulare pentru lucrări de întreţinere, reparaţii sau în situaţii excepţionale într-un timp limită stabilit;
- nedepăşirea unor niveluri maxime admise în amonte şi în aval pentru evitarea inundaţiilor şi a pagubelor asociate lor, prin limitarea folosirii capaci–tăţilor maxime de evacuare instalate;
- evacuarea prin goliri a depunerilor din zona prizei de apa a golirii, în cazul decolmatării hidraulice a lacului; evacuarea prin antrenare hidrodinamică a depunerilor din albie din aval de baraj pentru menţinerea capacităţii de scurgere a acesteia.

Tipul descărcătorilor, elementele lor constructive, nivelurile caracteristice de evacuare, disiparea energiei în aval de baraj se stabilesc în funcţie de condiţiile concrete din amplasament. Opţiunile depind de numeroşi factori ca: tipul barajului,

condiţiile morfologice şi geologice ale văii, valoarea debitelor de viitură şi regimul gheţurilor şi plutitorilor, restricţiile pentru debitele maxime evacuate în aval, timpul de golire a lacului sau viteza de creştere sau scădere a nivelurilor în lac etc.

După durata de funcţionare, descărcătorii pot fi provizorii sau definitivi. Descărcătorii provizorii sub formă de galerii, conducte sau canale de deviere combinate cu batardouri amonte şi aval funcţionează numai pe perioada construcţiei barajelor. Uneori galeriile de deviere se amenajează ca goliri de fund definitive ale barajelor. Descărcătorii definitivi sunt prevăzuţi să funcţioneze pe întreaga durată de viaţă a barajelor.

După amplasarea pe înălţimea barajului, descărcătorii pot fi de suprafaţă şi de adâncime. Cei de suprafaţă pot fi realizaţi sub formă de deversoare frontale cu curgere cu nivel liber necontrolată sau reglată prin stavile, deversoare sifon, descărcători canal cu admisie frontală sau laterală, descărcători pâlnie. Descăr–cătorii de adâncime pot fi realizati sub formă de galerii de golire (amplasate în versanţi) sau conducte de golire (amplasate în corpul barajului). În barajele înalte se utilizează destul de frecvent şi goliri intermediare (amplasate la diverse niveluri între cota normală de retenţie a lacului şi cota golirilor de fund). Avantajul golirilor intermediare este costul relativ mai redus al căptuşelii lor şi al vanelor de închidere datorită presiunii mai reduse la care lucrează.

Numeroase accidente de baraje s-au produs din cauza proiectării necores–punzătoare a descărcătorilor, în special datorită capacităţii lor insuficiente de descărcare. În general, creşterile relative ale preţului de cost a variantelor de descărcător sunt comparativ mai reduse decât creşterile relative asociate ale capacităţilor de descărcare. De asemenea, costul descărcătorilor este relativ redus în raport cu costul amenajării sau a pagubelor care se pot produce prin funcţio–narea lor defectuoasă. În aceste condiţii la proiectarea lor se va urmări cu prioritatea siguranţa în exploatare, iar criteriile economice vor fi utilizate numai pentru departajarea variantelor ce asigură siguranţă egală.

Proiectarea descărcătorilor trebuie corelată cu proiectarea lucrărilor de disipare a energiei şi de protecţie a albiei în aval de baraj, în aşa fel ca pentru întregul ansamblu să se găsească o soluţie raţională.

6.1.2. Debite şi hidrografe de calcul

Descărcătorii se dimensionează pentru debitele maxime care apar în condiţii normale de exploatare şi se verifică în condiţii speciale. Conform reglementărilor din România probabilităţile de depăşire ale debitelor maxime de calcul se stabilesc funcţie de clasa construcţiei [2].

În calculul debitelor maxime se ia în considerare efectul lucrărilor hidrotehnice existente sau în curs de execuţie în amonte de amplasamentul descărcătorului.

Marile lacuri de acumulare pot avea un efect însemnat de atenuare a viiturii afluente care trebuie luat în consideraţie.

În tabelul 6.1 se prezintă probabilităţile de depăşire a debitelor maxime pentru calculul (dimensionare, verificare) descărcătorilor de ape mari, conform STAS 4068-82.

Tabelul 6.1

Clasa construcţiei	**Condiţii normale de exploatare [p%]**	**Condiţii speciale de exploatare [p%]**
I	0,1	0,01
II	1	0,1
III	2	0,5
IV	5	1
V	10	3

Calculul efectiv al descărcătorilor se face pe baza hidrografului de calcul, care reprezintă variaţia în timp a debitelor pe durata viiturii de calcul. În figura 6.1 este reprezentat un hidrograf tipic. Valoarea de vârf a curbei hidrografului afluent corespunde debitului maxim aferent cu probabilitatea de depăşire prevăzută conform reglementărilor. Deoarece debitul evacuat din lac depinde atât de debitul maxim afluent, cât şi de volumul viiturii respective ($V = \int_0^t Q(t)\,dt$), se reco–mandă ca hidrograful de calcul să corespundă asigurării prevăzute şi în ceea ce priveşte volumul viiturii.

Dacă în aval de baraj există centre poluate care sunt puse în pericol la depăşirea capacităţii de evacuare la baraj, evaluarea hidrografului de calcul trebuie făcută în cele mai pesimiste ipoteze de suprapunere a precipitaţiilor, temperaturilor, umidităţii solului, intensităţii vântului etc. [3].

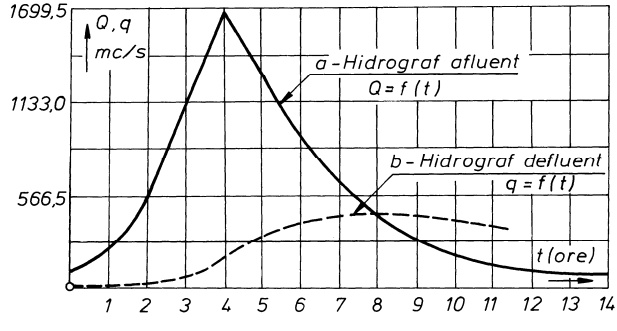


Fig. 6.1. Hidrografe tipice: *a* - afluent, *b* - defluent.

Dacă apariţia viiturii corespunde unui nivel în lac sub cota descărcătorilor de suprafaţă, atunci o parte din volumul ei se înmagazinează în volumul disponibil din lac. În aceste condiţii creşte efectul lacului de atenuare a viiturii şi scade debitul

maxim defluent. Rezultă importanţa prognozării viiturilor în vederea unor goliri parţiale preventive a lacului.

În mod obişnuit însă în calcule se consideră că începutul viiturii corespunde cotei lacului la cota descărcătorilor de suprafaţă. În calculele de dimensionare, în mod curent nu se contează pe aportul descărcătorilor de adâncime la evacuarea viiturii.

Un caz special apare în cazul descărcătorilor prevăzuţi cu instalaţii de închidere (stavile, vane). Cauze obiective sau subiective pot conduce la nefuncţi–onarea unora dintre instalaţiile de închidere şi diminuarea în consecinţă a capaci–tăţilor de descărcare instalate. În calcule se recomandă ca o cotă din capacitatea de descărcare instalată (20...30%) să nu fie considerată, datorită nefuncţionării instalaţiilor de închidere sau blocării deschiderilor deversante cu plutitori.

Funcţionarea descărcătorilor trebuie reglată astfel încât debitele maxime defluente să fie reduse în limite admise pentru protecţia contra inundaţiilor a biefului aval şi în orice caz mai mici decât debitele maxime în regim natural. În cazurile când capacităţile de descărcare instalate funcţionând integral pot provoca viituri artificiale în bieful aval, care pot uneori chiar depăşi pe cele din regim natural, prin reglementări de exploatare se va limita folosirea concomitentă a întregii capacităţi.

6.1.3. Atenuarea viiturii în lac

Lacurile de acumulare prin stocarea unei părţi din volumul afluent în prima perioadă a viiturii din regim natural, întârzie propagarea ei în aval şi îi atenuează vârfurile. Descărcătorii de ape mari ai barajului se calculează la debitele maxime atenuate ale viiturilor de calcul din regim natural.

Volumul acumulat în lac depinde de diferenţa între volumul de apă afluent şi volumul defluent. Pentru un interval de timp Δt, relaţia de bilanţ are forma :

$$\Delta V = Q(t)\,\Delta t - q(t)\,\Delta t, \tag{6.1}$$

unde ΔV este volumul de apă acumulat în intervalul de timp Δt ($\Delta V = S\Delta h$, S reprezentând suprafaţa oglinzii apei şi Δh - variaţia de nivel a apei în intervalul de timp considerat); $Q(t)$ - debitul afluent; $q(t)$ - debitul defluent.

Debitele afluente şi respectiv volumele afluente la orice moment de timp *t* pot fi determinate din hidrograful de calcul afluent (fig. 6.1,*a*). Debitele defluente capabile ale descărcătorului în funcţie de cota nivelului în lac se obţin din cheia descărcătorului (fig. 6.2). Volumele posibile să fie stocate în lac în funcţie de cota lacului se obţin din curba integrală a volumelor lacului (fig. 6.3).

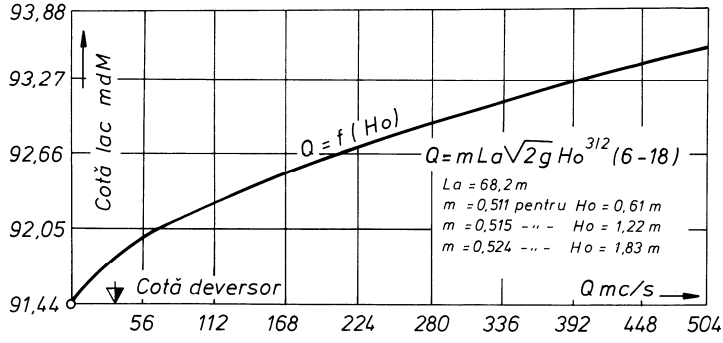


Fig. 6.2. Cheia unui descărcător deversor frontal cu curgere liberă.

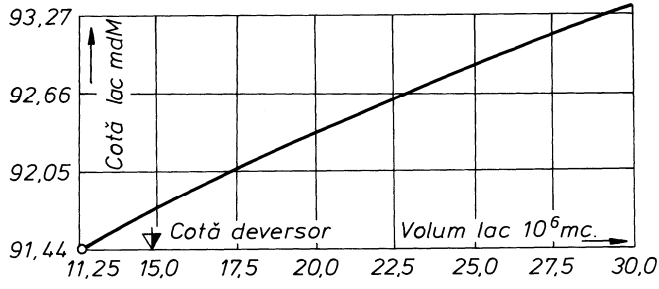


Fig. 6.3. Curbă integrală a volumelor unui lac peste cota crestei descărcătorului.

Debitele defluente depind de dimensiunile şi tipul descărcătorului. Pentru un descărcător deversor frontal cu curgere liberă, capacitatea de descărcare variază cu sarcina pe deversor. Creşterea sarcinii pe deversor este proporţională cu creşterea capacităţii lui de descărcare. Pentru un descărcător echipat cu stavile, capacitatea de descărcare depinde de nivelul lacului şi modul de exploatare a stavilelor. De exemplu, o ipoteză de exploatare poate fi de păstrare a nivelului constant în lac (debitul afluent să fie egal cu debitul defluent) până la deschiderea completă a câmpurilor deversoare.

Debitele defluente pot fi suplimentate prin aportul lucrărilor pentru folo–sinţele apei acumulate: turbinele centralei hidroelectrice, aducţiunea pentru ali–mentări cu apă sau irigaţii etc. În toate cazurile, prin reglementările de exploatare trebuie stabilită cheia debitelor defluente în funcţie de nivelul în lac, pe baza contribuţiei diverselor capacităţi de descărcare care intră în funcţiune.

Numeroase tehnici de calcul au fost dezvoltate pentru calculul atenuării viiturii în lacul de acumulare. Aceste tehnici variază de la metode strict matematice la metode integral grafice, fiecare cu avantajele şi dezavantajele ei [4].

În calcul sunt cunoscute: curba hidrografului afluent $Q(t)$, capacitatea descărcătorilor barajului $q(h)$, curba volumelor din lac $V(h)$. Prin calcul trebuie evaluată curba hidrografului defluent $q(t)$, evacuat prin descărcători.

În acord cu relaţia (6.1) punctul de intersecţie între curbele $Q(t)$ şi $q(t)$ corespunde nivelului maxim în lac (h) respectiv valorii maxime a hidrografului defluent $q(t)$:

$$Q - q = S\frac{dh}{dt} = 0 \rightarrow h = h_{\max} \rightarrow q = q_{\max}. \qquad (6.2)$$

O rezolvare uzuală a ecuaţiei (6.1) prin integrare grafo-analitică se prezintă în figura 6.4.

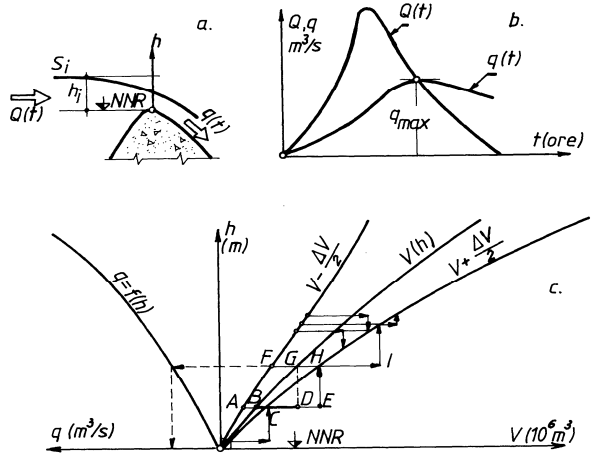


Fig. 6.4. Atenuarea viiturii în lac:
a - schemă, *b* - hidrografele afluent şi defluent, *c* - epura de calcul al atenuării.

În cadranul din stânga s-a prezentat cheia descărcătorului $q(h)$, iar în cadranul din dreapta curba volumelor în lac situate peste cota deversorului, $V(h)$. Se alege un pas de timp convenabil (uzual Δt = 1...2 ore), se calculează volumele $\Delta V = q(h)\Delta t$ pentru diverse înălţimi ale lamei de apă h şi în cadranul din dreapta se reprezintă curbele $V - \frac{\Delta V}{2}$ şi $V + \frac{\Delta V}{2}$.

Pe baza hidrografului afluent se calculează succesiv volumele afluente ΔW_i în intervalul de timp Δt considerat.

Se consideră nivelul corespunzător pasului de calcul anterior şi se reprezintă grafic la dreapta curbei $V - \frac{\Delta V}{2}$, volumul afluent curent. Apoi de la capătul segmentului astfel obţinut se ridică o linie de rapel până la curba $V + \frac{\Delta V}{2}$.

Punctul de intersecţie corespunde nivelului de apă de la sfârşitul pasului de calcul, în ipoteza care se admite că descărcătorul funcţionează cu nivelul său iniţial (q_i) în prima jumătate a intervalului şi cu nivelul său final (q_s), în a doua jumătate a intervalului de timp Δt. Dacă din volumul afluent în intervalul de calcul se scad volumele evacuate $\frac{q_i\,\Delta t}{2} + \frac{q_s\,\Delta t}{2}$ se obţine volumul înmagazinat în lac (sau luat din lac) care modifică nivelul apei. O ilustrare grafică a celor menţionate este redată în figura 6.4,*c* segmentele AB, BD, DE, pasul 3 de timp.

Punctele de referinţă a nivelurilor de apă în diverse momente de timp se raportează la cheia descărcătorului, obţinându-se astfel curba debitelor defluente $q(t)$.

Metodologia se poate aplica şi pentru cazul când funcţionează concomitent descărcătorii intermediari sau de adâncime. În acest caz cheia descărcătorilor combinaţi se modifică în mod corespunzător.

În vederea preciziei calculului, o atenţie specială se va acorda alegerii unor scări convenabile şi corelate de reprezentare a volumelor, înălţimilor, debitelor şi timpului. Precizia determinărilor creşte prin micşorarea pasului de timp (Δt) de calcul.

În figura 6.5 se ilustrează o schemă logică pentru un program de calcul de atenuare a viiturii în lac. Programul de calcul se bazează pe tehnici de calcul iterative, foarte avantajoase în condiţiile folosirii calculatoarelor electronice. Semnificaţia notaţiilor a fost prezentată în metoda grafo-analitică descrisă mai înainte.

Calculul după modelul iterativ de calcul prezentat în figura 6.5 este rapid convergent. Toleranţa uzuala admisă $(T\emptyset L)$ se recomandă 0,1....0,3 m. În acest caz valorile finale într-un pas de calcul se obţin în general după 2...3 iteraţii.

În figura 6.6 este reprezentat hidrograful viiturii de 0,1% pe Argeş în amplasamentul barajului Vidraru şi hidrografele atenuate defluente pentru diverse lungimi ale deversorului de suprafaţă (pentru lungimi mai mici ale frontului deversant s-au admis lame deversante mai groase). Pentru lungimea de 27 m lama deversantă a rezultat cu grosimea maximă de 2,90 m. În toate cazurile coeficientul de atenuare (raportul între debitul maxim defluent şi debitul maxim afluent) a rezultat mai mic decât 0,50.

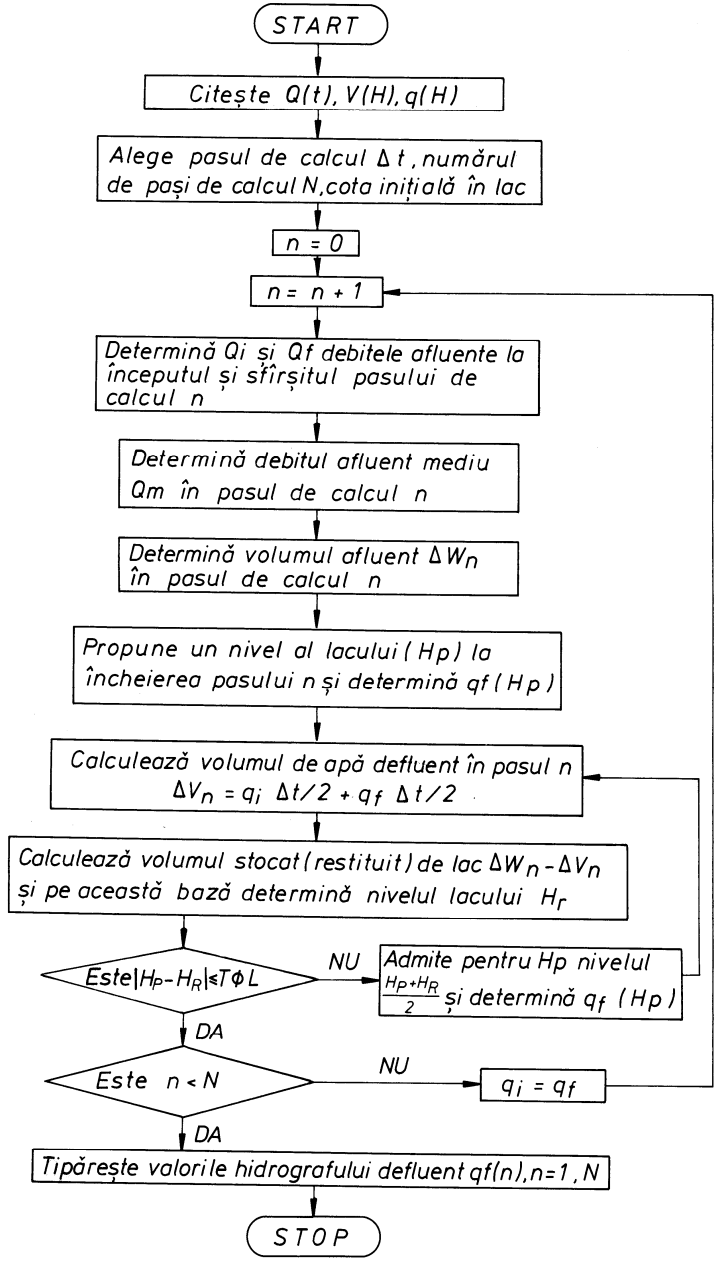

START
Citeşte Q(t), V(H), q(H)
Alege pasul de calcul Δt, numărul de paşi de calcul N, cota iniţială în lac
n = 0
n = n + 1
Determină Qi şi Qf debitele afluente la începutul şi sfîrşitul pasului de calcul n
Determină debitul afluent mediu Qm în pasul de calcul n
Determină volumul afluent ΔWn în pasul de calcul n
Propune un nivel al lacului (Hp) la încheierea pasului n şi determină qf (Hp)
Calculează volumul de apă defluent în pasul n
ΔVn = qi Δt/2 + qf Δt/2
Calculează volumul stocat (restituit) de lac ΔWn - ΔVn şi pe această bază determină nivelul lacului Hr
Este |Hp - HR| ≤ TOL
NU
Admite pentru Hp nivelul (Hp+HR)/2 şi determină qf (Hp)
DA
Este n < N
NU
qi = qf
DA
Tipăreşte valorile hidrografului defluent qf(n), n=1, N
STOP

Fig. 6.5. Schemă logică pentru un program de calcul de atenuare a viiturii în lac.

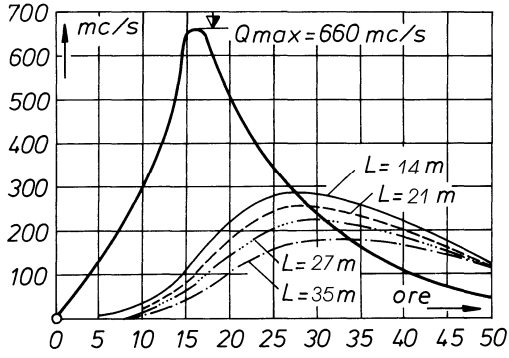


Fig. 6.6. Atenuări ale hidrografului de 0,1% în lacul de acumulare Vidraru-Argeş pentru diverse lungimi (*L*) ale frontului deversant.

6.1.4. Alegerea tipului şi dimensiunilor descărcătorilor

Alegerea tipului descărcătorului este condiţionată de tipul barajului. De exemplu barajele de beton pot fi relativ simplu şi economic amenajate ca profile deversante. În consecinţă, la barajele de beton se aplică frecvent descărcători deversoare frontale. Totodată, barajele de beton chiar neamenajate ca profile deversante pot suporta fără consecinţe grave deversări cu lame de apă de grosimi moderate. În schimb barajele din materiale locale nu pot fi în general amenajate ca profile deversante, iar deversarea lor poate conduce la distrugerea barajului. În consecinţă, descărcătorii la barajele din materiale locale sunt uvraje independente sub formă de canale de descărcare, pâlnii etc.

În determinarea celei mai bune combinaţii dintre lucrările de descărcare + disipare şi barajul propriu-zis toţi factorii oportuni de hidrologie, hidraulică, geologie, morfologie, condiţii de proiect, cost şi beneficii trebuie să fie consideraţi. Unii factori de bază care trebuie analizaţi în vederea luării deciziei sunt următorii: caracteristicile hidrografului viiturii de calcul, pagubele care ar rezulta dacă viitura s-ar produce în regim natural fără baraj, pagubele care ar rezulta dacă viitura se produce în condiţiile existenţei barajului, pagubele care s-ar produce dacă barajul sau descărcătorii ar ceda, efectele diferitelor combinaţii de baraje şi descărcători asupra creşterii şi descreşterii pagubelor în amonte şi în aval de baraj (aşa cum rezultă din curba de remuu a lacului şi cheia debitelor defluente), costul relativ al creşterii capacităţii descărcătorilor, folosirea de instalaţii de golire cu funcţiuni complexe servind de exemplu atât pentru reglarea nivelului în lac cât şi pentru trecerea viiturilor. Alte capacităţi de descărcare instalate cu scopul folosinţei apei acumulate în lac trebuie să fie considerate în calcule, dacă asemenea instalaţii sunt disponibile pe durata viiturii [4].

După alegerea caracteristicilor descărcătorului prin calculul de atenuare a viiturii în lac se determină debitul maxim deversat prin descărcători şi nivelul maxim al lacului. Pe această bază alte elemente de alcătuire a descărcătorului pot fi stabilite ţinând cont şi de condiţiile locale specifice. În final se realizează proiectul de ansamblu al descărcătorului şi se estimează costul lui. În funcţie de nivelul

maxim atins în lac se determină cota coronamentului barajului şi pe această bază se stabileşte în final costul barajului. Estimările pentru diferite combinaţii de capa–cităţi ale descărcătorilor şi înălţimi de baraj pentru un anumit tip de descărcător precum şi pentru variante alternative ale tipului de descărcător asigură o bază de selectare a soluţiei optime. Ea poate fi selectată pe baza costului minim total al investiţiei la descărcători şi baraj. După lucrarea [4], în figurile 6.7 şi 6.8 se pre–zintă rezultatele unui asemenea studiu. Rezultatele unor calcule de atenuare a unei viituri pentru fronturi deversante având diverse lungimi şi fiind cu curgere liberă (linii întrerupte) sau controlate cu stavile (linie continuă) sunt ilustrate în figura 6.7. În figura 6.8 se prezintă curbele de cost pentru diferite combinaţii de descăr–cători şi baraje, indicându-se soluţiile care conduc la preţul de cost total minim.

Asemenea studii necesită un important efort de calcul şi proiectare. Totuşi, ele nu epuizează toate aspectele problemei şi alţi factori, în special cei legaţi de siguranţa de funcţionare a descărcătorilor pot deveni prioritari.

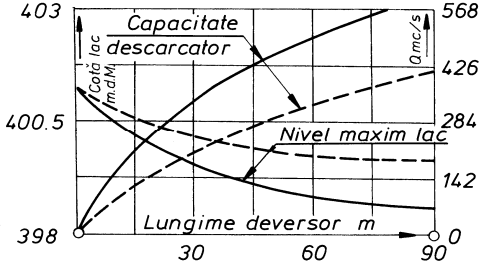


Fig. 6.7. Sinteza rezultatelor unor calcule de atenuare a unei viituri pentru deversoare de lungimi variabile cu curgere liberă (linie întreruptă) şi echipate cu stavile (linie con–tinuă).

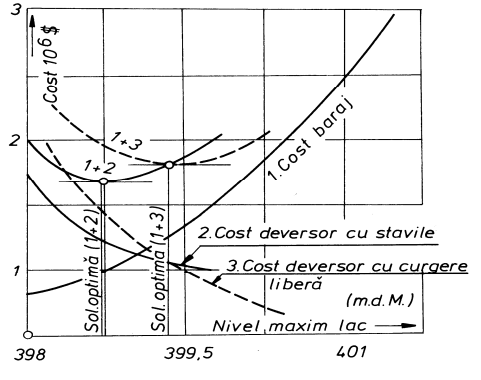


Fig. 6.8. Variaţia costurilor pentru diverse combinaţii ale ansamblului baraj + descărcători şi alegerea soluţiei optime.

De exemplu, conform figurii 6.8, un descărcător prevăzut cu stavile con–duce la o soluţie puţin mai ieftină decât soluţia cu descărcător cu curgere liberă. Totuşi ar putea fi preferată cea de-a doua soluţie, fiindcă necesită o construcţie mai simplă, fără probleme de exploatare cauzate de riscul de indisponibilitate a stavile–lor şi cu costuri de exploatare mai reduse.

În amplasamentele cu condiţii morfologice favorabile, folosirea de des–cărcători auxiliari în combinaţie cu descărcătorii de serviciu de dimensiuni mai

reduse apare ca o soluţie economică tot mai frecvent aplicată în ultima perioadă. Descărcătorul auxiliar, denumit uneori de siguranţă sau "fuzibil" poate urmări traseul unei depresiuni naturale din amplasament. Amenajările pentru un descărcător auxiliar sunt concepute cât mai sumar datorită frecvenţei lui reduse de funcţionare, numai în cazul viiturilor catastrofale (de verificare).

6.1.5. Siguranţa în funcţionare a descărcătorilor echipaţi cu stavile

Un evacuator de tip deversor cu curgere liberă al cărui debit capabil Q_0 este constant prezintă riscul R de depăşire a capacităţii evacuatorului, egal cu probabilitatea de apariţie a unui debit afluent Q_a mai mare decât Q_0. Debitul afluent este o mărime aleatoare exprimată în mod obişnuit prin funcţii de distribuţie de tip Pearson III sau Kritki-Menkel [5]. Dacă se notează cu $F_1(Q)$ şi $f_1(Q)$ funcţia de distribuţie şi respectiv funcţia de densitate de distribuţie a debitului afluent, afirmaţia de mai înainte se exprimă prin relaţia (fig. 6.9,*a*):

$$R = P\left(Q_a > Q_0\right) = \int_{Q_0}^{\infty} f_1\ (Q)\ dQ = 1 - F_1\left(Q_0\right). \tag{6.3}$$

În cazul evacuatorilor ale căror deschideri sunt prevăzute cu stavile, debitul capabil al evacuatorului devine de asemenea o mărime aleatoare. Aceasta se justifică prin riscul existent ca o parte din echipamentele hidromecanice să fie indisponibile în situaţiile când ar apărea necesară funcţionarea lor. Dacă se notează cu $f_2(Q)$ funcţia de densitate de probabilitate a debitului capabil al evacuatorului echipat cu stavile, noua semnificatie fizică a riscului de depăşire a capacităţii evacuatorului se prezintă în figura 6.9,*b* (domeniul haşurat). Cauzele indisponi–bilităţilor pot fi grupate în modul următor:

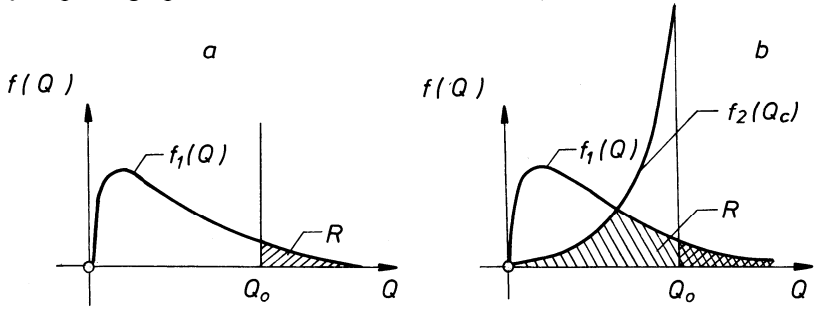


Fig. 6.9. Semnificaţia fizică a valorii riscului de depăşire a capacităţii evacuatorilor: *a* - cu curgere liberă, *b* - echipaţi cu stavile.

– cauze accidentale cu caracter obiectiv (defecţiuni tehnice, imprevizibile ca moment de apariţie şi durată de remediere, ale echipamentelor sau instalaţiilor aferente);

– cauze previzibile (reparaţii, revizii şi lucrări la întreţinere planificate, care se realizează efectiv în perioadele prevăzute şi au durate cunoscute cu suficientă precizie);

– cauze subiective (erori de exploatare, indisciplina personalului în perioada viiturilor etc.; ele sunt imprevizibile, dar se limitează în timp numai la viitura respectivă).

Indisponibilităţile din cauze subiective se pot trata împreună cu cele accidentale. Indisponibilităţile previzibile sunt planificate în perioade de ape mici, când riscul de apariţie a unor debite afluente mari este extrem de redus. Această cauză poate fi neglijată în calcule.

Calculul riscului de depăşire a capacităţii unui evacuator echipat cu stavile necesită cunoaşterea următoarelor date de bază:

p - probabilitatea de indisponibilitate a unei stavile, definită ca o variabilă aleatoare, cu media p_0;

T - durata funcţionării fără defecţiuni a unei stavile, definită ca o variabilă aleatoare cu distribuţie de tip exponenţial şi cu media T_0; funcţia de densitate de probabilitate pentru *T* are forma :

$$f_T(t) = 0 \qquad \text{pentru} \quad t < 0$$

$$f_T(t) = \frac{1}{T_0} e^{-t/T_0} \qquad \text{pentru} \quad t \geq 0 \tag{6.4}$$

unde *t* este variabila curentă reprezentând timpul;

d - durata reparaţiei unei defecţiuni a unei stavile, definită ca o variabilă aleatoare cu distribuţie de tip exponenţial şi cu media d_0, funcţia de densitate de probabilitate pentru *d* având forma:

$$f_d(t) = 0 \qquad \text{pentru} \quad t < 0$$

$$f_d(t) = \frac{1}{d_0} e^{-t/d_0} \qquad \text{pentru} \quad t \geq 0 \tag{6.5}$$

Q_0 - debitul capabil nominal maxim al evacuatorului când toate stavilele funcţionează normal;

n - numărul deschiderilor deversante, considerate a fi echipate cu stavile identice.

În acord cu teoria fiabilităţii [6], între mărimile p_0, d_0 şi T_0 există relaţia:

$$p_0 = \frac{d_0}{T_0 + d_0}. \tag{6.6}$$

Dacă *r* din cele *n* stavile sunt indisponibile, debitul capabil al evacuatorului $Q_c(n, r)$ se determină cu expresia :

$$Q_c(n,r) = Q_0\left(1 - \frac{r}{n}\right). \tag{6.7}$$

Probabilitatea $\left(P_{n,r}\right)$ ca *r* din totalul de *n* stavile să fie indisponibile la un moment de timp *t* se calculează ca o probabilitate compusă pe baza funcţiei de distribuţie a variabilei aleatoare *p*:

$$P_{n,r} = C_n^r\, p^r\, (1-p)^{n-r} \tag{6.8}$$

Debitul capabil al evacuatorului echipat cu stavile este în acest caz o variabilă aleatoare discretă caracterizată de o funcţie de densitate de probabilitate discretă de tip Bernoulli $f(x)$, alcătuită din perechi de valori $\lfloor Q_c(n,r),\, P_{n,r} \rfloor$, având forma:

$$f(x) = \begin{Bmatrix} Q_c(n,r) \\ \\ P_{n,r} \end{Bmatrix} \tag{6.9}$$

Totodată, funcţia de distribuţie discretă asociată $F(x)$ are expresia:

$$F(x) = \sum_{r=0}^{m} P_{n,r} \qquad \text{cu} \qquad r = 0, 1, 2, ..., m \tag{6.10}$$

Riscul de depăşire a capacităţii evacuatorului echipat cu stavile (R) corespunde suprafeţei comune ale funcţiilor de densitate de probabilitate ale debitului afluent şi debitului capabil al evacuatorului. Mărimea *R* poate fi determinată prin relaţia (produs de convoluţie):

$$R = \sum_{r=0}^{n} \left[1 - F_1\left(Q_c(n,r)\right)\right] P_{n,r}. \tag{6.11}$$

Metodologia de calcul expusă sintetic mai înainte a fost elaborată de Ştefan Ionescu [5] şi aplicată pentru optimizarea soluţiilor unor evacuatori de ape mari în situaţii concrete de proiectare. Evaluarea riscului în situaţii concrete a relevat că riscul de depăşire a capacităţii unui evacuator cu stavile este în general sensibil mai mare decât riscul aferent unui evacuator cu curgere liberă având acelaşi debit

capabil maxim. Reciproc, dacă se proiectează un evacuator cu stavile pentru un risc normat P^* egal cu probabilitatea de depăşire a debitului capabil Q_0 al unui evacuator echivalent cu curgere liberă, atunci debitul său capabil maxim necesar Q_0^* va fi mai mare decât Q_0 şi poate fi determinat pe baza metodologiei expuse. Sporul de debit capabil $Q_0^* - Q_0$ influenţează direct costul evacuatorului şi este variabil cu fiabilitatea (calitatea) echipamentelor, numărul de stavile, condiţiile de exploatare etc.

6.1.6. Stabilirea cotei coronamentului

Barajele de beton chiar neamenajate pot fi deversate de lame de apă cu grosimi reduse sau medii. Totuşi asemenea situaţii nu sunt uzual admise pentru că zona neamenajată de la piciorul aval al barajului poate suferi degradări care să pericliteze siguranţa barajului. În acest sens ploturi speciale din barajele de beton se amenajează ca profile deversante, amenajări care se continuă spre aval cu sisteme de disipare a energiei.

Deversarea barajelor din materiale locale şi în special a celor din pământ produce deteriorarea şi în final distrugerea prin spălare a corpului lor. Cota coronamentului acestor tipuri de baraje trebuie aleasă suficient de ridicată pentru a nu fi depăşită de nivelul lacului în timpul viiturilor catastrofale.

Cota coronamentului barajelor se corelează cu nivelul normal de retenţie (NNR) corespunzător cotei descărcătorilor de suprafaţă şi cu nivelurile maxime în lac care se înregistrează la debitele de dimensionare sau de verificare a construcţiei.

În România, pentru barajele de beton prevăzute cu ploturi deversante, cota coronamentului se determină în mod uzual ca fiind maximul din sumările următoare (fig. 6.10):

$$\downarrow \text{coronament} = \max \begin{cases} \downarrow \text{NNR} + h_{p\%} + hv_{p\%} + h_g + h_t \\ \downarrow \text{NNR} + h_{pv\%} + h_g + h_t \end{cases} \qquad (6.12)$$

unde $h_{p\%}$ şi $h_{pv\%}$ sunt grosimile lamelor de apă pentru debitele atenuate de dimensionare ($q_{p\%}$) şi de verificare (h_g), $p\%$ şi $pv\%$ fiind asigurările pentru debitele de dimensionare şi respectiv de verificare care se aleg funcţie de clasa construcţiei; $hv_{p\%}$ este supraînălţarea din val peste nivelul de calcul la asigurarea debitului de dimensionare; h_g - înălţimea de gardă pentru protecţia împotriva blocării câmpurilor deversoare cu gheţuri sau plutitori; h_t - înălţimea totală a tablierului şi grinzilor podului peste deversor.

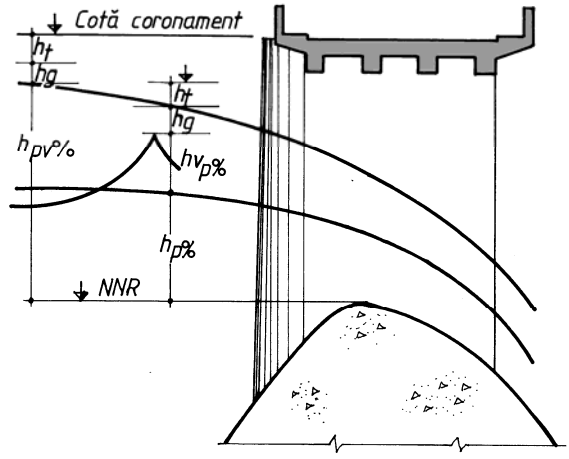


Fig. 6.10. Determinarea cotei coronamentului pentru baraje de beton prevăzute cu ploturi deversante.

Înălţimea de gardă (h_g) se alege uzual între 0,00...0,50 m. Înălţimea totală a tablierului şi grinzilor podului peste deversor (h_t) depinde de deschiderea câmpului deversor şi soluţia constructivă pentru pod. Din considerente de arhitectură se tinde în general pentru înălţimi mai mari, în armonie cu celelalte dimensiuni ale construcţiei. Obişnuit, h_t poate fi de 0,80...1,00 m.

La cota coronamentului astfel determinată ca o măsură suplimentară de prevenire a deversării barajului din acţiunea valurilor se adaugă înălţimea parapetului care uzual se alege de 1,00...1,50 m.

În cazul barajelor din materiale locale, caracterizate de înclinări reduse ale taluzelor se recomandă să se ia în consideraţie şi înălţimea de deferlare a valului de calcul pe taluzul amonte (fig. 6.11). Cota coronamentului se poate alege ca valoarea maximă din următoarele sumări:

$$\downarrow \text{coronament} = \max \begin{cases} \downarrow \text{NNR} + h_{p\%} + hv_{p\%} + h_{def.p\%} + h_g \\ \downarrow \text{NNR} + h_{pv\%} + h_g \end{cases} \qquad (6.13)$$

În figura 6.11 cu $h_{op\%}$ s-a notat supraînălţarea oglinzii apei liniştite datorită vântului pentru asigurarea $p\%$ şi cu $h'v_{p\%}$ semiînălţimea valului pentru aceeaşi asigurare. Se observă că:

$$h_{op\%} + h'v_{p\%} = hv_{p\%} \qquad (6.14)$$

În relaţiile (6.13) înălţimea de gardă se alege între 0,00...2,00 m. În cazul prevederii unei grinzi întoarce val la coronament, h_g se poate reduce în mod corespunzător.

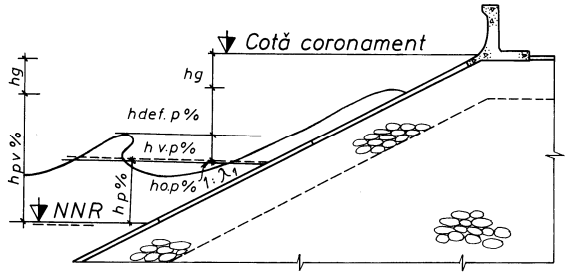


Fig. 6.11. Determinarea cotei coronamentului pentru baraje din materiale locale.

Date privind elemente geometrice şi mecanice ale valurilor s-au prezentat în paragraful 5 din capitolul 4, volumul 1 (Încarcări pe baraje de beton).

O serie de normative din diverse ţări definesc o înălţime de gardă globală (NNR) în care pe lângă înălţimea de gardă în sensul menţionat mai înainte se includ supraînălţarea din val peste nivelul apei liniştite la asigurarea debitului de calcul, înălţimea de deferlare a apei pe taluz etc. Această opţiune se justifică prin faptul că mărimile care se includ au valori relativ reduse, iar determinarea lor necesită o serie de măsurători şi date din amplasament care adeseori lipsesc sau prezintă numeroase incertitudini. În această concepţie cota coronamentului se determină cu relaţia:

$$\downarrow \text{coronament} = \downarrow \text{NNR} + h_l + h_g\,, \tag{6.15}$$

unde h_l este grosimea lamei de apă la descărcarea debitului de calcul atenuat.

În acord cu practica internaţională, gărzile globale de siguranţă la baraje (h_g) sunt dependente de tipul barajelor şi variază în următoarele limite:

- pentru baraje de beton (0,50...2,00) m;
- pentru baraje din anrocamente (1,00...2,50) m;
- pentru baraje de pământ (1,20...3,00) m.

În SUA, Cehia, Slovacia şi Bulgaria gărzile sunt funcţie numai de clasa de importanţă a barajelor şi variază în limitele 0,4 şi 2,5 m [7].

6.2. Deversoare frontale

6.2.1. Elemente constructive generale

Descărcătorii de suprafaţă de tip deversoare frontale se folosesc frecvent în cazul barajelor de beton, ploturile lor putând fi amenajate sub formă de profile deversante fără dificultăţi deosebite. Frontul deversant este alcătuit în mod uzual din câmpuri deversante separate prin pile. În acest caz pilele servesc la rezemarea podului de trecere peste baraj. În cazul barajelor masive de beton, lama de apă este condusă pe paramentul aval al barajului a cărei formă se corelează cu intradosul lamei deversante pentru grosimea de calcul. În cazul barajelor mai zvelte (baraje arcuite) după trecerea peste deversor lama de apă poate fi lăsată cu cădere liberă în aval de baraj.

Descărcătorii de suprafaţă pot fi prevăzuţi cu stavile de coronament (clapetă, segment, segment + clapetă etc.). În general, la barajele izolate unde sunt posibilităţi mai reduse de prognoză rapidă a apariţiei viiturilor şi de intervenţie operativă în caz de necesitate se recomandă descărcători cu curgere liberă, fără stavile.

Deschiderile câmpurilor deversante se aleg de obicei egale şi se corelează cu lăţimea ploturilor (fig. 6.12,*a*). Lăţimea ploturilor (b_p) se alege obişnuit între 15...20 m, iar grosimea pilelor (*d*) între 2...4 m. Deschiderea unui câmp deversant (*b*), în această ipoteză se determină cu expresia (fig. 6.12,*a*):

$$b = b_p - 2d/2\,. \tag{6.16}$$

În situaţiile când se preferă deschideri mai mici la podul peste deversor - din motive de economie la armarea tablierului sau grinzilor podului - se poate aplica o schemă de alcătuire constructivă conform figurii 6.12,*b*.

Mărimea deschiderii unui câmp deversant, numărul de deschideri (n_d), lungimea totală a frontului deversant $(n_d \cdot b)$ rezultă din compararea tehnico-economică între mai multe variante posibile. În România deschiderea minimă a unui câmp deversant este de 8...10 m, impusă de evacuarea plutitorilor şi gheţurilor. În general, grosimi ale lamei deversante între 2,00,..4,00 m pentru debitele de dimensionare şi verificare conduc la soluţii satisfăcătoare din punct de vedere tehnico-economic.

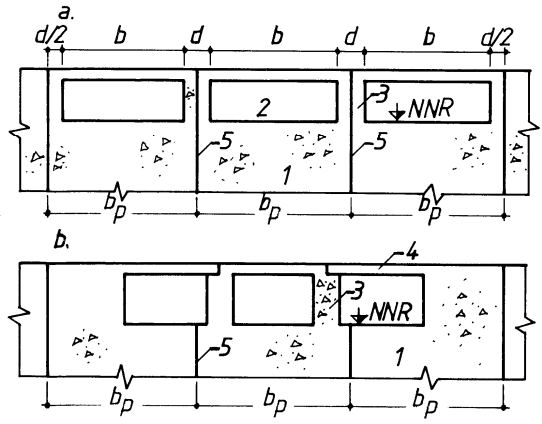


Fig. 6.12. Soluţii constructive pentru câmpurile deversoare: *a* - cu des–chideri corelate cu lăţimea plotului; *b* - independente de lăţimea plotului; *1* - plot, *2* - câmp deversor, *3* - pilă, *4* - tablier, *5* - rost de contracţie.

Pilele au partea din amonte rotunjită după un contur circular, eliptic sau în ogivă, în scopul reducerii contracţiilor lamei de apă. În acelaşi scop pilele se extind în amonte de creasta deversorului cu un interval egal cu 1...2 ori grosimea lor. Forma părţii din aval a pilelor este mai puţin importantă. În schimb reducerea grosimii pilelor către aval conduce la etalarea lamei pe întreg paramentul aval al barajului cu efecte disipative favorabile.

Mai multe exemplificări de secţiuni prin câmpurile deversante ale unor baraje de beton din România sunt reprezentate în figurile 6.13 şi 6.14. Deversorul barajului de greutate Izvorul Muntelui-Bicaz (fig. 6.13,*a*) este alcătuit din 4 câmpuri de 11,50 m deschidere fiecare şi poate evacua un debit maxim de 2400 m^3/s. Deversorul barajului cu contraforţi Strâmtori-Firiza (fig. 6.13,*b*) este alcătuit din 3 câmpuri de 6,67 m fiecare deschidere şi poate evacua un debit maxim de 300 m^3/s. Deversorul barajului fluvial Porţile de Fier I - Dunăre (fig. 6.13,*c*) este constituit din 14 câmpuri de 25 m deschidere fiecare şi poate evacua un debit de 15.000 m^3/s, inclusiv gheţuri. Pilele au 7 m grosime.

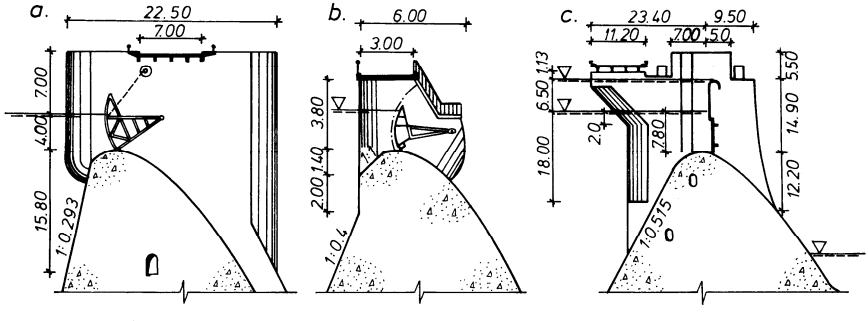


Fig. 6.13. Secţiuni prin câmpurile deversoare ale unor baraje din România:

a - Izvorul Muntelui-Bicaz, *b* - Strâmtori - Firiza, *c* - Porţile de Fier 1 - Dunăre.

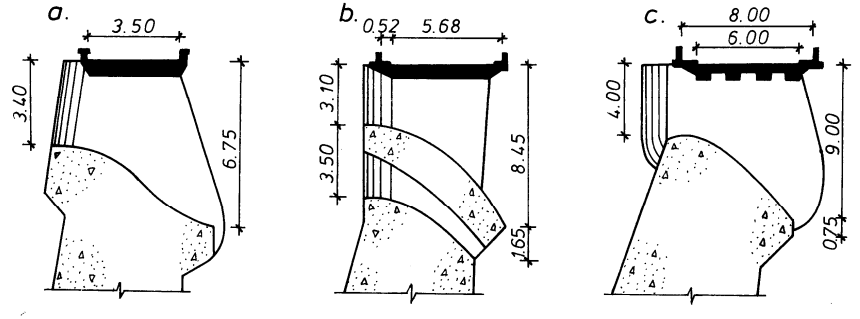


Fig. 6.14. Secţiuni prin câmpurile deversante ale unor baraje arcuite din România: *a* - Negovanu-Sadu, *b* - Cinciş-Teliuc, *c* - Vidraru-Argeş.

Deversorul barajului arcuit Negovanu-Sadu (fig. 6.14,*a*) este constituit din 5 deschideri de 5,80 m separate prin pile de 1 m grosime. Deschiderea centrală are creasta situată cu 40 cm mai jos decât celelalte, cu scopul de a evacua concentrat debitele mici. Deversorul barajului arcuit Cinciş-Teliuc (fig. 6.14,*b*) este prevăzut în mod suplimentar cu patru orificii de descărcare având rolul de a decala vârful apelor defluente. Deversorul barajului arcuit Vidraru-Argeş este alcătuit din 3 câmpuri deversante fiecare având 9 m deschidere. Debitul capabil al deversorului este de 300 m^3/s.

6.2.2. Forma profilului deversant

Forma profilului deversant se alege pe baza condiţiilor de evitare sau limitare a desprinderii lamei deversante de suprafaţa profilului. Această concepţie se justifică prin efectele negative de cavitaţie şi de pulsaţie a curgerii, cu degradarea rapidă a suprafeţei de curgere, asociată desprinderii lamei. Totuşi zonele depresionare produse astfel au şi unele efecte pozitive contribuind la creşterea coeficienţilor de curgere peste deversor [8].

Profilul de coincidenţă, având forma identică cu intradosul lamei deversante se numeşte profil practic. El îndeplineşte condiţia de coincidenţă numai pentru o singură grosime a lamei de apă peste creasta deversorului numită lamă de calcul. În ipoteza fluidului perfect (fără frecare) profilul Bazin, realizat după forma intradosului unei lame aerate peste un deversor cu muchie ascuţită vertical sau înclinat satisface condiţiile menţionate. Din cauza vâscozităţii lichidului real, profilul Bazin se îndepărtează de forma optimă. În practică, se recomandă folosirea profilelor de tip Creager-Ofiţerov sau de tip WES (Waterways Experiment Station, Vicksburg), intensiv studiate în laboratoarele de hidraulică ale USBR (United States Bureau of Reclamation) [4], [9].

În figura 6.15 şi tabelul 6.2, se prezintă elementele de trasare pentru profilele Creager-Ofiţerov pentru o grosime a lamei $H = 1{,}00$ şi pentru orice unităţi de măsură. Pentru alte grosimi ale lamei de calcul (H_c), toate valorile din tabel se multiplică cu H_c. Pentru profilul de tip B, paramentul amonte vertical este situat la o distanţă arbitrară (*a*) de axa *oy*, care se stabileşte prin considerente de ordinul constructiv [10].

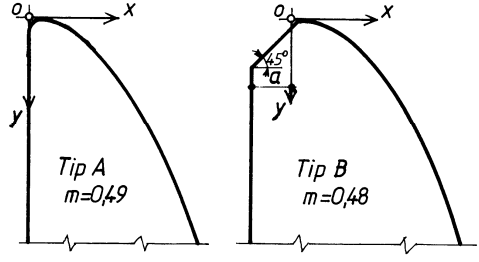


Fig. 6.15. Profile deversante de tip Creager-Ofiţerov pentru lamă de apă cu grosimea de $H = 1{,}00$.

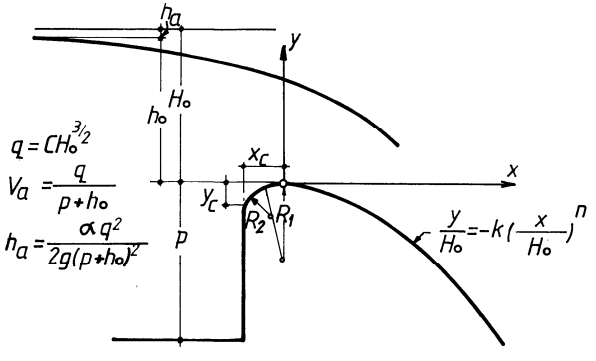
Tabelul 6.2

Coordonata x	Deversor tip A			Deversor tip B		
	Contur construcţie (y)	Contur lamă cădere liberă (y)		Contur construcţie (y)	Contur lamă cădere liberă (y)	
		Intrados	Extrados		Intrados	Extrados
0,0	0,126	0,126	-0,831	0,043	0,043	-0,781
0,1	0,036	0,036	-0,803	0,010	0,010	-0,756
0,2	0,007	0,007	-0,772	0,000	0,000	-0,724
0,3	0,000	0,000	-0,740	0,005	0,005	-0,689
0,4	0,006	0,007	-0,702	0,023	0,023	-0,648
0,6	0,060	0,063	-0,620	0,090	0,090	-0,552
0,8	0,147	0,153	-0,511	0,189	0,193	-0,435
1,0	0,256	0,267	-0,380	0,321	0,333	-0,293
1,2	0,393	0,410	-0,219	0,480	0,500	-0,120
1,4	0,565	0,590	-0,030	0,665	0,700	0,075
1,7	0,873	0,920	0,305	0,992	1,050	0,438
2,0	1,235	1,310	0,693	1,377	1,470	0,860
2,5	1,960	2,100	1,500	2,140	2,340	1,710
3,0	2,824	3,110	2,500	3,060	3,390	2,760
3,5	3,818	4,260	3,660	4,080	4,610	4,000
4,0	4,930	5,610	5,000	5,240	6,040	5,420

Datele pentru trasarea profilului deversant în acord cu practica de la USBR, sunt prezentate în figurile 6.16 şi 6.17. Coordonatele profilului sunt exprimate în raport cu un sistem rectangular (x, y) cu originea pe creasta sa. Zona amonte faţă de originea sistemului de referinţă este definită fie ca o curbă unică şi o tangentă, sau ca o combinaţie de arce circulare. Zona aval, este definită prin ecuaţia:

$$\frac{y}{H_0} = -k\left(\frac{x}{H_0}\right)^n \tag{6.17}$$

unde k şi n sunt constante ale căror valori depind de înclinarea paramentului amonte şi viteza de acces pe deversor. H_0 corespunde sarcinii energetice totale a apei pe deversor (fig. 6.16). Coeficienţii k şi n se determină în conformitate cu diagramele din figura 6.16.



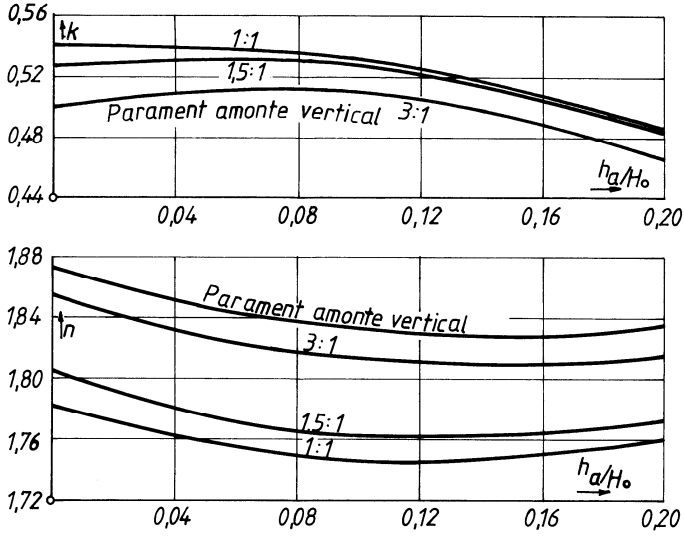


Fig. 6.16. Profil deversant de formă exponenţială. Diagrame pentru calculul coeficienţilor *k* şi *n* (practica USBR).

În figura 6.18 este ilustrat un profil având forma rezultată dintr-o combinaţie de arce circulare cu razele în funcţie de sarcina energetică totală a apei pe deversor (H_0). Profilul este folosit de asemenea în practica USBR pentru paramente verticale sau apropiate de verticală şi când viteza de acces pe deversor este neglijabilă. Profilul are avantajul unei trasări simple şi în cazul când înălţimea din amonte a deversorului (p) este egală sau mai mare decât 1/2 H_0 forma este întrutotul satisfăcătoare din punct de vedere hidraulic.

Sarcina totală energetică a apei pe deversor (H_0) pentru care se determină forma profilului deversant corespunde debitului maxim atenuat, în condiţii normale de exploatare.

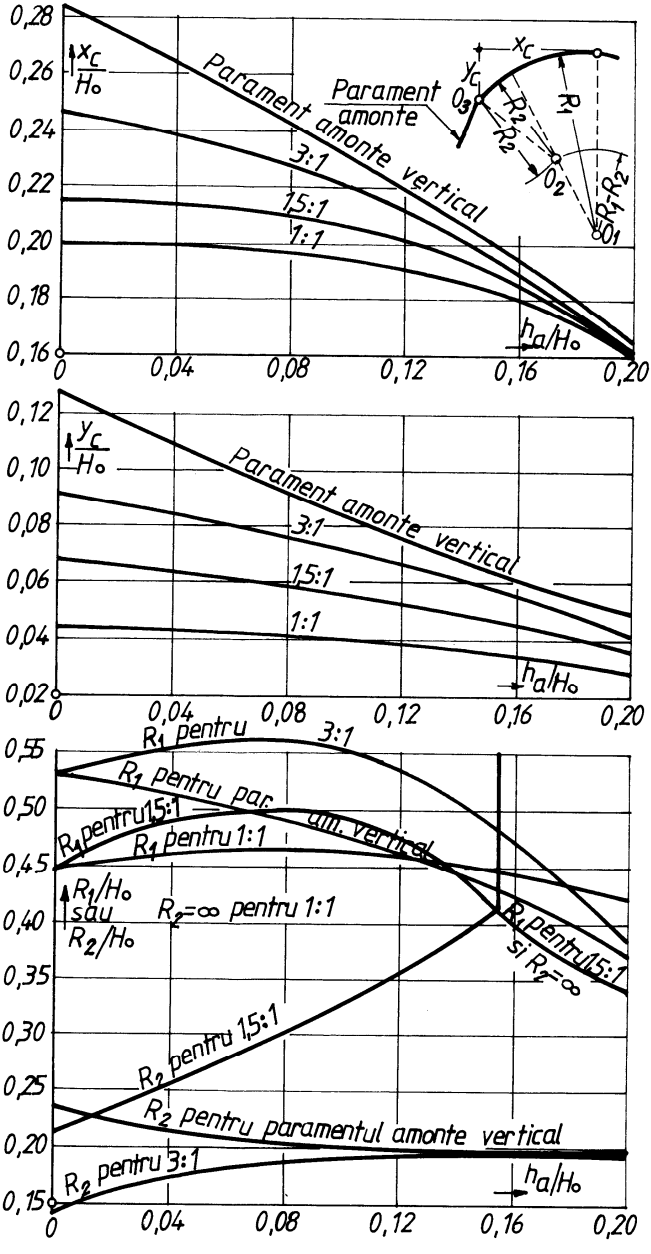
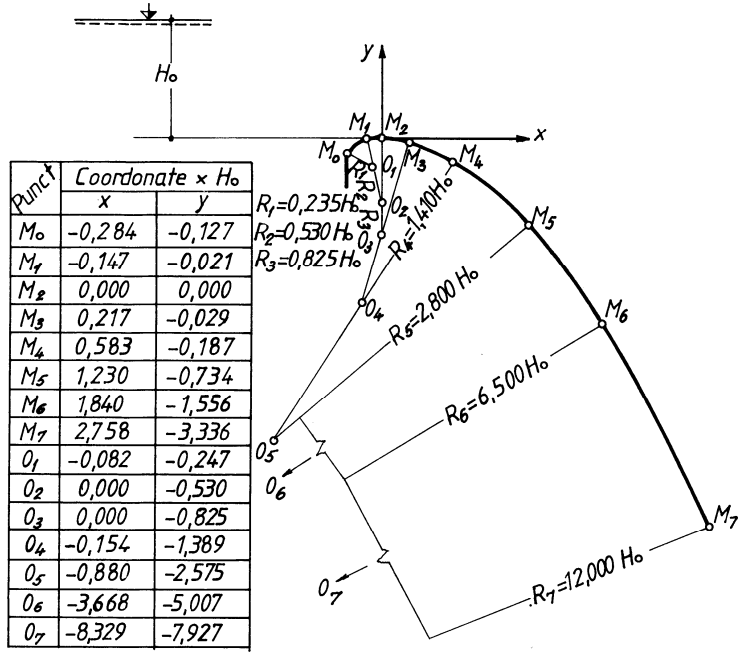


Fig. 6.17. Diagrame pentru calculul elementelor de trasare a profilului deversant de formă exponenţială (practica USBR).



Punct	Coordonate × H_0	
	x	y
M_0	-0,284	-0,127
M_1	-0,147	-0,021
M_2	0,000	0,000
M_3	0,217	-0,029
M_4	0,583	-0,187
M_5	1,230	-0,734
M_6	1,840	-1,556
M_7	2,758	-3,336
O_1	-0,082	-0,247
O_2	0,000	-0,530
O_3	0,000	-0,825
O_4	-0,154	-1,389
O_5	-0,880	-2,575
O_6	-3,668	-5,007
O_7	-8,329	-7,927

Fig. 6.18. Profil deversant alcătuit din combinaţii de arce circulare (practica USBR).

6.2.3. Calculul deversoarelor frontale

În figura 6.19 se prezintă o schemă bloc simplificată a etapelor de calcul al descărcătorilor frontali şi a cotei coronamentului în cadrul procesului iterativ de proiectare. Relaţia de calcul al debitului evacuat (Q) peste creasta unui deversor frontal are forma (fig. 6.20):

$$Q = m\, L_a \sqrt{2g}\, H_0^{3/2} \tag{6.18}$$

unde m este un coeficient variabil de debit; L_a - lungimea activă a frontului deversant; g - acceleraţia gravitaţiei; H_0 - înălţimea totală a apei peste creasta deversorului, inclusiv cea rezultată din energia cinetică:

$$H_0 = h_0 + \frac{\alpha v_a^2}{2g}, \tag{6.19}$$

unde h_0 este înălţimea lamei de apă şi v_a viteza de acces la deversor, ambele măsurate la o distanţă unde efectele curgerii peste deversor asupra celor doi

parametri sunt neglijabile (cca. 3...4 h_0); α este un coeficient care ţine cont de variaţia vitezelor de secţiune (α = 1,10...1,20).

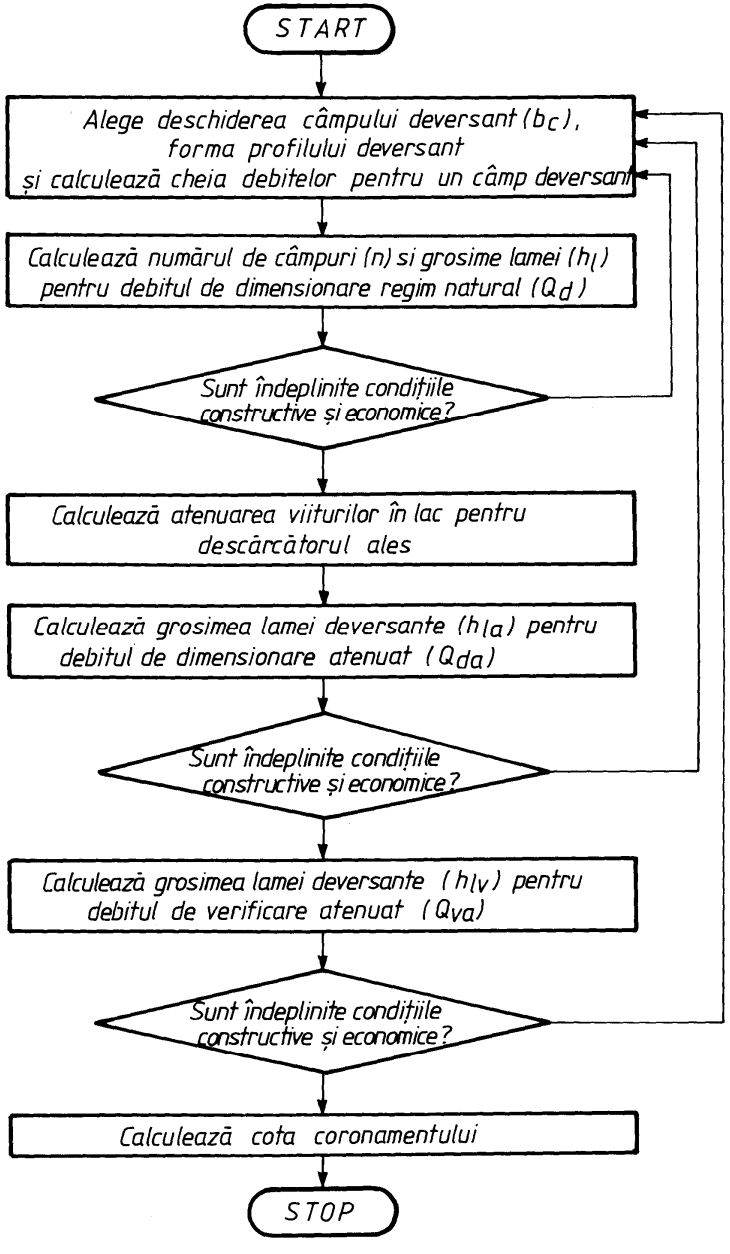
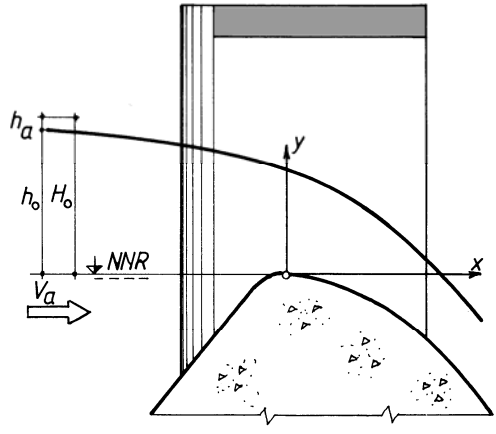

START
Alege deschiderea câmpului deversant (b_C), forma profilului deversant și calculează cheia debitelor pentru un câmp deversant
Calculează numărul de câmpuri (n) si grosime lamei (h_l) pentru debitul de dimensionare regim natural (Q_d)
Sunt îndeplinite condițiile constructive și economice?
Calculează atenuarea viiturilor în lac pentru descărcătorul ales
Calculează grosimea lamei deversante (h_{la}) pentru debitul de dimensionare atenuat (Q_{da})
Sunt îndeplinite condițiile constructive și economice?
Calculează grosimea lamei deversante (h_{lv}) pentru debitul de verificare atenuat (Q_{va})
Sunt îndeplinite condițiile constructive și economice?
Calculează cota coronamentului
STOP

Fig. 6.19. Schemă bloc simplificată a etapelor de calcul al descărcătorilor frontali.



$L = n_d\, b\,; \quad L_a = (n_d - 2)\, b_c + 2\, b_{mc}$

n_d -numarul cîmpurilor deversante

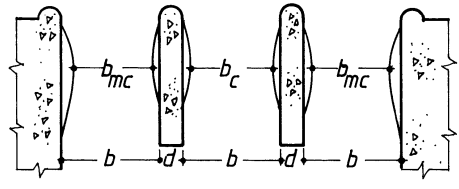


Fig. 6.20. Schema pentru calculul curgerii peste un deversor.

Coeficientul de debit *m* este influenţat de factori ca: forma profilului deversant, grosimea lamei deversante, înclinarea paramentului amonte, interferenţa cu bazinul de amortizare din aval şi gradul de înecare a deversorului.

Pentru deversoarele de tip Creager - Ofiţerov, coeficienţii de debit *m* sunt 0,49 la tipul A şi 0,48 la tipul B, pentru sarcina de apă de dimensionare (H_{dim}). La sarcini de apă mai mici sau mai mari decât H_{dim}, deversorul va lucra cu presiuni pe paramentul aval respectiv cu depresiuni. După Ofiţerov coeficientul de debit corespunzător pentru lame de apă (*H*) de grosimi $0{,}2\, H_{\text{dim}} < H < 1{,}5\, H_{\text{dim}}$ poate determina cu relaţia :

$$m = m_{\text{dim}} \left[0{,}805 + 0{,}245 \frac{H}{H_{\text{dim}}} - 0{,}05 \left(\frac{H}{H_{\text{dim}}} \right)^2 \right] \qquad (6.20)$$

unde m_{dim} corespunde coeficientului de debit la H_{dim}.

În figurile 6.21, 6.22, 6.23 sunt prezentate diagrame pentru calculul hidraulic al deversoarelor de formă exponenţială folosite în practica USBR. Coeficienţii de debit (m_v) rezultaţi din figura 6.21 funcţie de raportul p/H_0 sunt valabili numai pentru deversoare cu parament vertical şi pentru lama de apă de dimensionare $(H_0 / H_{\text{dim}} = 1)$. Coeficienţii de corecţie ($C_1 = m_i / m_v$) funcţie de înclinarea paramentului amonte rezultă din figura 6.22, iar coeficienţii de corecţie

($C_2 = m_e / m_v$) pentru lame de apă cu alte grosimi (H) decât cea de dimensionare (H_{dim}) rezultă din figura 6.23. Coeficientul de debit (m) pentru un deversor USBR, se calculează cu relaţia :

$$m = m_v \quad C_1 \; C_2 \tag{6.21}$$

unde semnificaţia parametrilor m_v, C_1, C_2 a fost prezentată mai înainte.

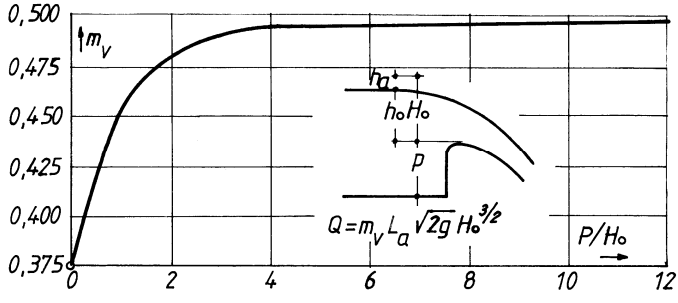


Fig. 6.21. Profile USBR. Coeficienţi de debit pentru deversoare cu parament amonte vertical şi $H_0 = H_{\text{dim}}$ [4].

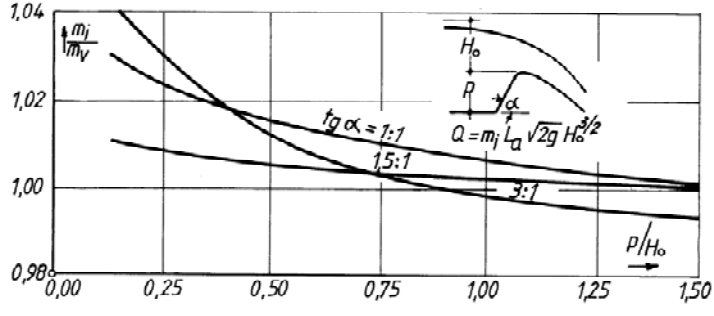


Fig. 6.22. Profile USBR. Coeficienţi de corecţie funcţie de înclinarea paramentului amonte [4].

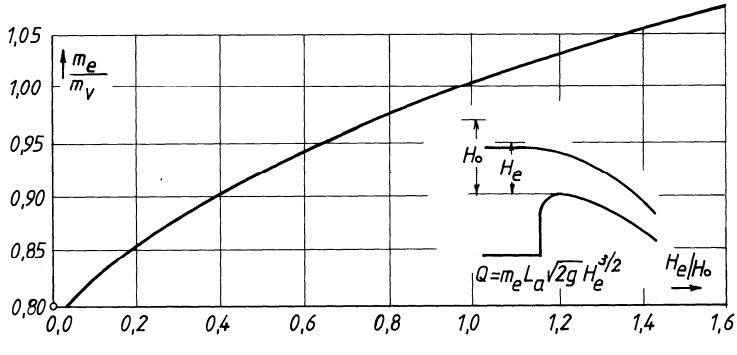


Fig. 6.23. Profile USBR. Coeficienţi de corecţie funcţie de grosimea lamei deversante [4].

Când nivelul apei în aval de deversor este suficient de ridicat, astfel încât deversorul devine submersat, coeficienţii de debit se reduc din cauza interferenţei cu bazinul de amortizare aval şi al gradului de înecare a deversorului.

Lungimea activă a frontului deversant (L_a) se obţine din lungimea geometrică totală a sa (L) din care se scad contracţiile provocate de pilele intermediare şi culeele din alcătuirea ansamblului deversorului:

$$L_a = L - 2\left(n\zeta_p + \zeta_c\right)H_0, \tag{6.22}$$

unde n este numărul pilelor; ζ_p - coeficient de contracţie laterală la pilă; ζ_c - coeficient de contracţie laterală la culee.

Pentru un câmp deversant curent lăţimea contractată va fi:

$$b_c = b - 2\zeta_p H_0. \tag{6.23}$$

Coeficientul de contracţie laterală la pilă, ζ_p depinde de forma şi poziţia pilei pe deversor, grosimea ei, grosimea lamei de apă în raport cu grosimea ei, viteza de acces a apei pe deversor. Pentru condiţiile lamei de apă de calcul, H_0, coeficienţii medii de contracţie la pile (ζ_p) pot fi consideraţi astfel [4]:

– Pile cu faţa amonte dreaptă şi colţurile rotunjite cu raza de circa 0,1 din grosimea pilei ……. 0,02.

– Pile cu faţa amonte în formă de semicerc ……..…… 0,01.

– Pile cu faţa amonte alungită şi ascuţită (ogivă) …… 0,00.

Coeficienţii de contracţie la culee sunt influenţaţi de forma culeei, unghiul între peretele amonte al culeei şi axa curgerii, grosimea lamei de apă în raport cu grosimea ei de calcul, viteza de acces a apei pe deversor. Pentru condiţiile lamei de apă de calcul, H_0, coeficienţii medii de contracţie de culee (ζ_c) pot fi consideraţi astfel [4]:

– culee dreptunghiulară cu peretele amonte la 90° faţă de direcţia curgerii …….. 0,20;

– culee cu margini rotunjite de rază r cu peretele amonte la 90° faţă de direcţia curgerii când $0{,}5H_0 \geq r \geq 0{,}15\ H_0$ ……. 0,10;

– culee cu margini rotunjite cu raza $r > 0{,}5\ H_0$ şi cu peretele amonte având un unghi de cel mult 45° faţă de direcţia curgerii ……. 0,00.

Atât în cazul profilului practic, cât şi al profilului USBR, descărcarea unor lame de apă cu $H > H_0$ conduce la apariţia unor depresiuni pe suprafaţa de curgere a deversorului. Acest fenomen este asociat unor creşteri ale coeficienţilor de debit, respectiv a capacităţii specifice de descărcare cu efecte economice notabile: reducerea lungimii frontului deversant sau a înălţimii lamei maxime de apă.

Testele au arătat că depresiunile menţionate mai înainte nu depăşesc $0{,}5\,H_0$ (H_0 este înălţimea lamei de apă de calcul) când $H_m \le 1{,}33\,H_0$ (H_m corespunde grosimii maxime a lamei de apă) (fig. 6.24). Asemenea depresiuni pot fi tolerate, ele nu induc fenomene de cavitaţie dacă suprafaţa de curgere este finisată, fără asperităţi.

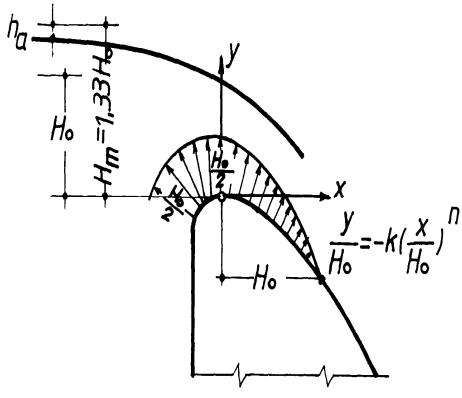


Fig. 6.24. Diagramă de depresiuni pe profilul USBR pentru lamă de apă de 1,33 H_0 (H_0 este înălţimea lamei de apă de calcul).

Forţele de depresiune care se produc pe deversor trebuie să fie considerate în calculul stabilităţii structurale a crestei deversorului. Depresiunile pot fi considerate ca variind liniar faţă de cele prezentate în figura 6.24 pentru rapoarte intermediare H_m / H_0.

6.2.4. Calculul deversoarelor echipate cu stavile

Curgerea prin câmpurile deversoare echipate cu stavile care se află în poziţii intermediare de ridicare poate fi asimilată ca o curgere prin orificii. Când deschiderea stavilei este relativ redusă în raport cu sarcina totală de apă şi orificiul este vertical forma jetului poate fi exprimată printr-o ecuaţie parabolică (axa *y* este verticală şi orientată în sus):

$$-y = \frac{x^2}{4h}, \tag{6.24}$$

unde *h* este înălţimea coloanei de apă în raport cu centrul deschiderii.

În cazul unui orificiu înclinat cu unghiul θ faţa de verticală, ecuaţia jetului devine:

$$-y = x\,\mathrm{tg}\,\theta + \frac{x^2}{4h\cos^2\theta}\ . \tag{6.25}$$

Adoptarea formei jetului pentru profilul deversant conduce la îngroşări mari ale părţii superioare a deversorului şi reducerea coeficienţilor de debit când deversorul lucrează cu curgere liberă.

Adoptarea unor profile mai suple, conduce la apariţia unor zone depresionare pe faţa deversorului, imediat în aval de punctul de rezemare a stavilei, când stavila lucrează în poziţii de ridicare intermediare. În figura 6.25 se prezintă diagrama depresiunilor pentru un profil USBR [4]. Depresiunile pot fi reduse prin deplasarea liniei de rezemare a stavilei la o mică distanţă spre aval sub cota crestei deversorului. Astfel forma jetului are o traiectorie mai apropiată de forma profilului deversant şi depresiunile se reduc.

Debitul evacuat printr-un orificiu mare, rezultat în timpul manevrei de ridicare a stavilei poate fi evaluat cu relaţia (fig. 6.26) :

$$Q = mB\sqrt{2g}\left(H_1^{3/2} - H_2^{3/2}\right) \tag{6.26}$$

unde m este coeficientul de debit, B - deschiderea câmpului deversor, H_1 şi H_2 înălţimea totală a coloanei de apă la partea inferioară şi respectiv superioară a orificiului. În coloana de apă se consideră şi termenul datorat energiei cinetice a apei $\left(h_0 = \dfrac{\alpha v^2}{2g}\right)$.

Coeficientul m variază cu tipul de stavilă şi modul de dispunere a ei pe deversor. De asemenea, poate fi influenţat de condiţiile din aval dacă ele afectează contracţiile jetului. Astfel, contracţia de la extradosul jetului pentru o stavilă plană verticală diferă de cea pentru o stavilă segment curbă; forma feţei amonte a deversorului influenţează contracţia intradosului jetului, iar forma paramentului influenţează presiunea (depresiunea) pe parament şi în consecinţă căderea de sarcină efectivă. Curba coeficientului m din figura 6.26 corespunde unor valori medii determinate pe baza celor mai frecvente situaţii întâlnite în practică.

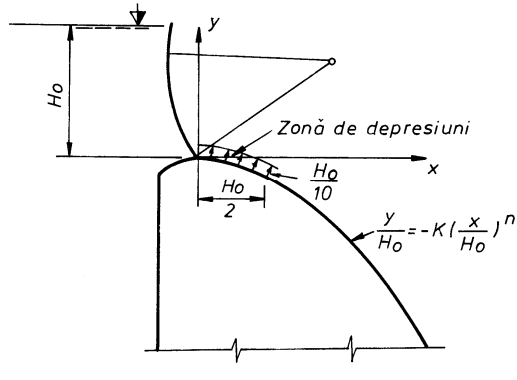


Fig. 6.25. Diagramă de depresiuni pe profilul USBR pentru curgeri pe sub stavilă.

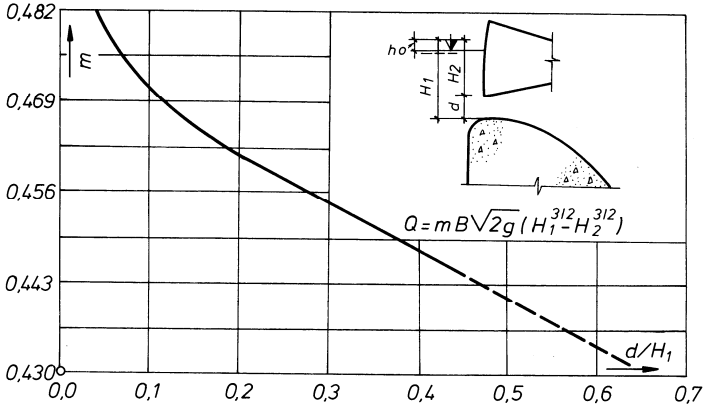


Fig. 6.26. Coeficienţii de debit în funcţie de mărimea orificiului de curgere pe sub stavilă.

6.2.5. Aplicarea metodei elementelor finite în calculul hidraulic al deversoarelor frontale

În proiectarea deversoarelor frontale, parametri de bază cum sunt coeficientul de debit, aliura suprafeţei libere a lamei deversante, vitezele şi presiunile în lungul suprafeţei deversorului se obţin în mod obişnuit prin studii pe modele hidraulice. Asemenea studii necesită însă timp relativ îndelungat şi devin scumpe mai ales când numărul variantelor de analizat este ridicat. Aplicarea metodei elementelor finite mai ales pentru compararea variantelor apare deosebit de avantajoasă prin viteza de rezolvare şi costurile mai reduse.

Curgerea apei peste un deversor este o mişcare accelerată de contracţiile rapide ale formei lamei sub acţiunea gravitaţiei. Ea poate fi aproximată ca o curgere potenţială ideală pentru cazurile când nu se produc separări serioase ale curentului. Totuşi, pentru o sarcină pe deversor dată, problema curgerii peste un deversor cu curgere liberă prezintă dificultăţi deosebite pentru că atât debitul deversat cât şi forma suprafeţei libere a lamei sunt necunoscute.

În ipoteza unei curgeri potenţiale ideale bidimensionale în planul *xoy*, ecuaţia care guvernează fenomenul are forma:

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = 0, \tag{6.27}$$

unde $\psi(x, y)$ este funcţia de potenţial a vitezelor şi este funcţia de bază necunos–cută. Relaţia (6.27) trebuie să fie satisfăcută în câmpul curgerii, Ω. Vitezele u şi v pe direcţiile x, respectiv y, pot fi determinate din expresiile următoare:

$$u = -\frac{\partial \psi}{\partial x}, \qquad v = -\frac{\partial \psi}{\partial y}. \tag{6.28}$$

Presiunile p, pot fi calculate din ecuaţia Bernoulli:

$$\frac{\left(u^2 + v^2\right)}{2g} + \frac{p}{\gamma} + y = H_0, \tag{6.29}$$

unde g este acceleraţia gravitaţiei, γ - greutatea volumetrică a apei, y - coordonata punctului considerat în sistemul *xoy*, H_0 - înălţimea totală a energiei (fig. 6.27).

Condiţiile la limită considerate sunt următoarele (fig. 6.27):

– la limitele amonte şi aval (S_1 şi S_2) se acceptă distribuţia uniformă a vitezelor pe adâncimea apei:

$$\psi\big|_{S_1} = \frac{h_1 - h}{h_1} q \ ; \tag{6.30}$$

$$\psi\big|_{S_2} = \frac{h_2 - h}{h_2} q \ ; \tag{6.31}$$

– graniţa S_3 este o linie de curent :

$$\psi\big|_{S_3} = q \, ; \tag{6.32}$$

– pe suprafaţa liberă S_4 este necesar să se satisfacă condiţiile de a fi linie de curent şi respectiv de a avea presiunea $p = 0$:

$$\psi\big|_{S_4} = 0 \, ; \tag{6.33}$$

$$\left(\frac{\partial \psi}{\partial n}\right)^2\Big|_{S_4} = 2gz \, . \tag{6.34}$$

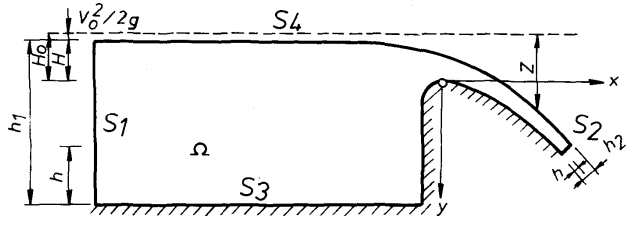


Fig. 6.27. Schema de definire a condiţiilor de graniţă pentru studiul curgerii apei peste un deversor.

În relaţiile de mai înainte q este debitul deversat necunoscut, n - direcţia normală la suprafaţa liberă, z - distanţa de la linia energiei totale la punctul considerat.

Datorită prezenţei în condiţiile de graniţă a debitului necunoscut q şi a formei suprafeţei libere $z = f(x, y)$ de asemenea necunoscută, rezolvarea problemei prezintă dificultăţi matematice deosebite care pot fi depăşite folosind o metodă iterativă. Ding Dao-Yang şi Liu Man-Ling [11] dezvoltă în acest scop o metodă pe care o denumesc metoda iteraţiilor sincrone, bazată pe tehnica de lucru cu elemente finite. În fiecare iteraţie se rezolvă ecuaţia curgerii în câmp (6.27) pentru valori propuse pentru q şi z. În prima iteraţie se satisface condiţia ca suprafaţă liberă să fie o linie de curent. Problema curgerii revine astfel la a rezolva ecuaţia Laplace cu valorile funcţiilor pe graniţă cunoscute. Aceasta este echivalent cu minimizarea următoarei funcţionale:

$$\Im[\psi] = \frac{1}{2}\iint_{\Omega}\left[\left(\frac{\partial\psi}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial\psi}{\partial y}\right)^2\right] dx\,dy = Min. \tag{6.35}$$

Ecuaţia (6.35) se rezolvă într-o reţea de discretizare în elemente finite. În studiul menţionat [11] se utilizează elemente finite triunghiulare cu funcţii de interpolare liniare pentru valorile lui ψ. Valorile nodale ale funcţiei se obţin dintr-un sistem de ecuaţii algebrice liniare de forma :

$$[A]\{\psi\} = \{B\}, \tag{6.36}$$

unde $[A]$ este o matrice simetrică, pozitiv definită şi are o bandă relativ îngustă.

Soluţiile iniţiale propuse pentru q şi z se îmbunătăţesc iterativ din analiza caracteristicilor de curgere pentru o lamă de apă limitată de suprafaţa liberă determinată în iteraţia anterioară şi o linie de curent învecinată considerată ca graniţă inferioară temporară. Lama de apă fiind subţire, analiza se face în problema unidimensională. În acest mod problema corectării debitelor peste deversor şi a formei suprafeţei libere se transformă în determinarea capacităţii de descărcare şi a formei suprafeţei libere a lamei de apă. În figura 6.28 se prezintă o discretizare iniţială în elemente finite. În procesul iteraţiilor reţeaua de elemente finite se îndeseşte automat în zonele de interes, acolo unde condiţiile de graniţă au variaţii mari de la un punct la altul. O asemenea zonă este la creasta deversorului, unde presiunile variază rapid atât de la un punct la altul, cât şi cu grosimea relativă a lamei peste deversor în raport cu lama de apă de proiectare.

Metoda elaborată de cei doi cercetători chinezi a fost confirmată prin calculele de verificare a rezultatelor unor studii experimentale pe profile WES publicate în literatură. Pentru exemplificare în figura 6.29 se prezintă o comparaţie între presiunile hidrodinamice pe deversor calculate şi măsurate pe model pentru un profil WES profilat după două arce circulare în amonte de creastă. Se remarcă buna corespondenţă între valorile calculate şi cele măsurate.

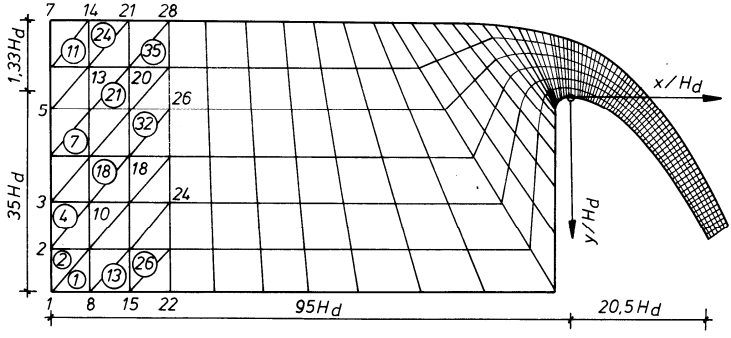


Fig. 6.28. Discretizare în elemente finite a câmpului de curgere a apei peste un deversor (H_d - grosimea lamei de apă de dimensionare).

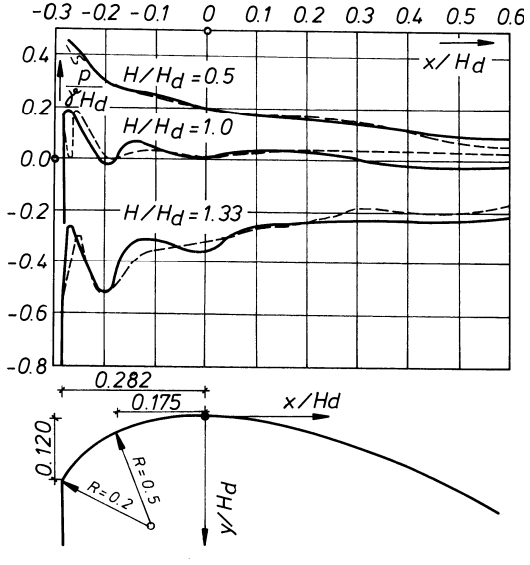


Fig. 6.29. Variaţia presiunilor hidrodinamice pe un profil WES profilat în amonte de creastă după două arce circulare; H - grosimea lamei curente considerate, H_d - grosimea lamei de apă de proiectare; presiuni calculate cu metoda elementelor finite (linie continuă), presiuni măsurate pe model (linie întreruptă).

6.3. Descărcători sifon

6.3.1. Elemente constructive

Descărcătorii de tip sifon se aplică în cazurile când frontul deversant este limitat şi o soluţie cu deversoare obişnuite nu ar asigura capacitatea de evacuare necesară. Sifonul se realizează prin acoperirea unui deversor frontal cu o capotă etanşă din beton armat sau metal.

Debitele specifice uzuale sunt de 5...10 $m^3/s \cdot m$, dar s-au realizat sifoane şi pentru debite specifice de 20...30 $m^3/s \cdot m$. Căderea sub care lucrează sifonul este însă limitată de depresiunea maximă admisibilă, pentru a evita apariţia cavitaţiei. În acest sens căderea este limitată la circa 9 m.

La baraje mai înalte, când diferenţa de nivel amonte-aval depăşeşte căderea admisă pentru sifoane, ele se prevăd în limita de 8...10 m, după care apa descărcată se scurge pe paramentul aval în curgere liberă. Pentru amorsare se utilizează fie nasul aruncător (fig. 6.30,*a*), fie un cot la 90° pe traseul sifonului când grosimea barajului permite înglobarea sifonului în corpul său (fig. 6.30,*b*). Sifonul din figura 6.30,*a*, realizat la barajul O'Shaughnessy (SUA), constituie unul din recordurile în domeniu, având capacitatea de descărcare de 600 m^3/s prin 18 baterii, dispuse eşalonat în elevaţie.

În proiectarea descărcătorilor sifon trebuie avute în vedere o serie de recomandări constructive rezultate din experienţa exploatării acestor lucrări (fig. 6.31) [12]:

– Secţiunea sifonului se recomandă să fie de formă dreptunghiulară cu colţurile rotunjite sau cu vute pentru a preveni apariţia de vortexuri.

– În lungul sifonului secţiunea poate fi variabilă, divergentă spre aval la cele de cădere mică (fig. 6.31,*a*) sau convergentă în caz contrar (fig. 6.31,*b*). Creşterea secţiunii spre aval (unghiul optim de divergenţă 8°30') are scopul de a micşora reducerea de cădere datorită energiei cinetice din aval. Îngustarea secţiunii previne dezamorsarea din aval în situaţii de lucru la sarcini mari.

– Înălţimea lamei de apă din amonte care produce amorsarea este de 1/3...1/5 din înălţimea la creastă a sifonului. La sifoanele cu secţiune mare se poate asocia un al doilea sifon de proporţii reduse care asigură descărcarea debitelor mici şi favorizează amorsarea sifonului principal (fig. 6.31,*c*).

– Creasta deversantă şi copertina în zona crestei se fac circulare, raportul între raza crestei deversante (R) şi înălţimea secţiunii sifonului (t) se recomandă de maximum 2,5. Raze prea mari întârzie amorsarea.

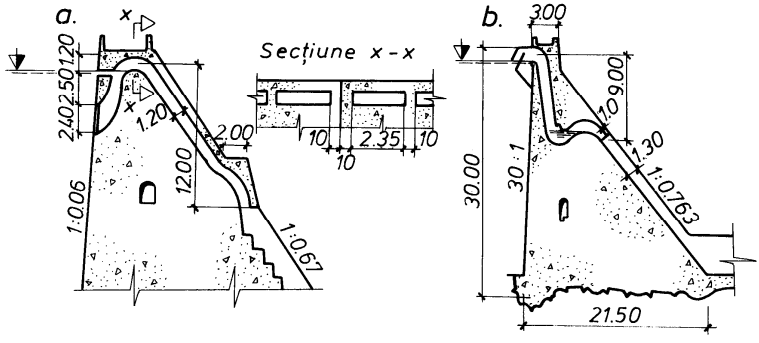


Fig. 6.30. Soluţii de sifoane pentru baraje înalte: *a* - cu nas aruncător, *b* - cu cot pe traseu.

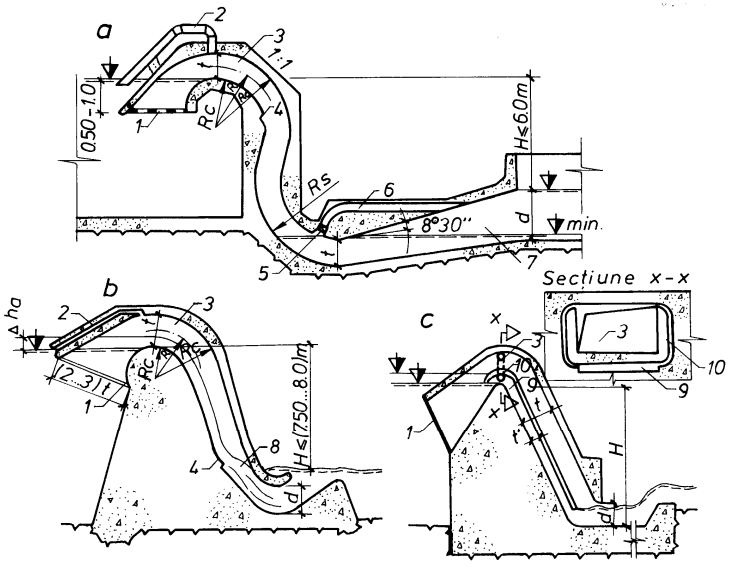


Fig. 6.31. Exemple de alcătuire constructivă a descărcătorilor sifon: *a* - cu aruncătoare şi cot interior, *b* - cu profil deversant obişnuit, *c* - cu sifon secundar; *1* - grătar rar, *2* - tub de dezamorsare, *3* - secţiunea de creastă, *4* - nas aruncător, *5* - ventil de aerisire, *6* - conductă de aer, *7* - difuzor, *8* - secţiune de ieşire, *9* - sifon secundar, *10* - orificii de legătură.

– Dezamorsarea sifonului se face prin tubaţii de aerare. Aria tubaţiilor de aerare trebuie să fie minimum 1/24 din aria sifonului la creastă.

– Funcţionarea unui sifon depinde în mare măsură de dimensiunile geometrice relative. Lucrările importante se recomandă a fi verificate pe modele, care permit totodată stabilirea peformanţelor reale ale lucrării.

Pe lângă avantajul unor performanţe hidraulice superioare celor obţinute cu deversoarele obişnuite, soluţiile cu descărcători sifon prezintă şi mai multe dezavantaje ca: suprasolicitarea construcţiei şi mai ales a albiei din aval datorită creşterii şi descreşterii bruşte a debitelor prin amorsarea-dezamorsarea sifonului,

riscul de îngheţ în timpul iernii sau de blocare a intrării cu plutitori, producerea de vibraţii dăunătoare construcţiilor zvelte în timpul amorsării-dezamorsării, apariţia de dezamorsări neprevăzute, prin fenomene de vortexturi.

6.3.2. Calculul hidraulic

Debitul sifonului (Q) se determină cu relaţia:

$$Q = \mu \Omega_e \sqrt{2gH} , \tag{6.37}$$

unde μ este coeficientul de debit al sifonului, Ω_e - aria secţiunii de ieşire; H - diferenţa de nivel între bieful amonte şi bieful aval (fig. 6.31).

Dacă viteza de acces a apei la deversor este importantă (circa 1 m/s), atunci la H se poate adăuga şi aportul energiei cinetice, $\frac{\alpha v_0^2}{2g}$, unde v_0 este viteza de sosire a apei la deversor, iar α un coeficient funcţie de variaţia vitezelor în secţiune ($\alpha = 1{,}10...1{,}20$).

Valorile coeficientului de debit μ, la lucrările moderne se situează între 0,65 şi 0,85. Coeficientul μ se poate evalua cu relaţia [10] :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{2gL}{C^2 R} + \sum \zeta}} , \tag{6.38}$$

unde: L este lungimea sifonului, R - raza hidraulică, C - coeficient de debit egal după N.N. Pavlovschi cu $\frac{1}{n} R^{1/6}$, n fiind rugozitatea secţiunii sifonului. Termenul al doilea de sub radical din relaţia (6.38) reprezintă coeficientul de rezistenţă pe lungimea sifonului. Termenul $\sum \zeta$ reprezintă suma pierderilor locale de sarcină. Ele se compun din următoarele pierderi : în orificiul de intrare ($\zeta_i \cong 0{,}1$), în zonele de schimbare a secţiunii transversale a sifonului, la coturi, la nasul aruncător etc.

După practica americană [12], coeficienţii de debit depind în mare măsură de parametrii d/t şi R/t, unde t este înălţimea secţiunii la creastă, d - înălţimea secţiunii la ieşire şi R - raza crestei deversante (fig. 6.31). În figura 6.32 se prezintă variaţia lui μ cu parametrii menţionaţi mai înainte d/t şi R/t.

Este de remarcat că sarcina H de lucru a sifonului este limitată teoretic la înălţimea coloanei de apă echivalente presiunii atmosferice, în caz contrar se produc discontinuităţi de funcţionare, fenomene de cavitaţie, dezamorsare. Practic, H nu trebuie să depăşească 8...9 m.

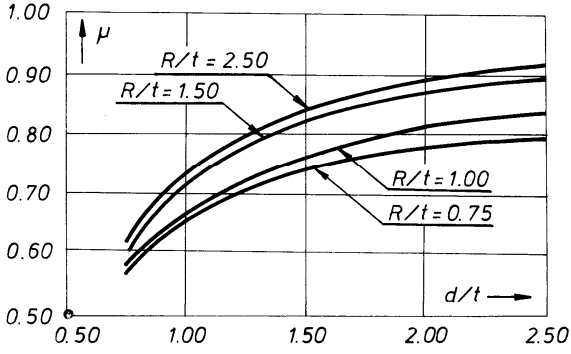


Fig. 6.32. Variaţia coeficientului de debit μ cu rapoartele d/t şi R/t.

6.4. Descărcători canal

6.4.1. Dispoziţie generală

Descărcătorii canal sunt utilizaţi frecvent în cazul barajelor din materiale locale, unde deversarea apelor mari peste corpul barajului nu este permisă. Ei sunt situaţi în zonele de racord al barajului cu versanţii. Albii secundare sau şei la cote apropiate de nivelul retenţiei pot constitui trasee deosebit de avantajoase. Soluţiile constructive pot fi uşor adaptate la condiţii de fundare dintre cele mai diverse, de la argilă până la rocă dură. De asemenea, debitul lor capabil poate varia în limite foarte largi. Pentru exemplificare în figura 6.33 se prezintă înscrierea în plan a descărcătorului canal de la barajul Tarbela de pe fluviul Indus (Pakistan) capabil de un debit de 25.000 m^3/s. Existenţa în amplasament a unor şei la cote apropiate nivelului de retenţie a permis înscrierea descărcătorului în condiţii avantajoase, necesitând un volum minim de excavaţii.

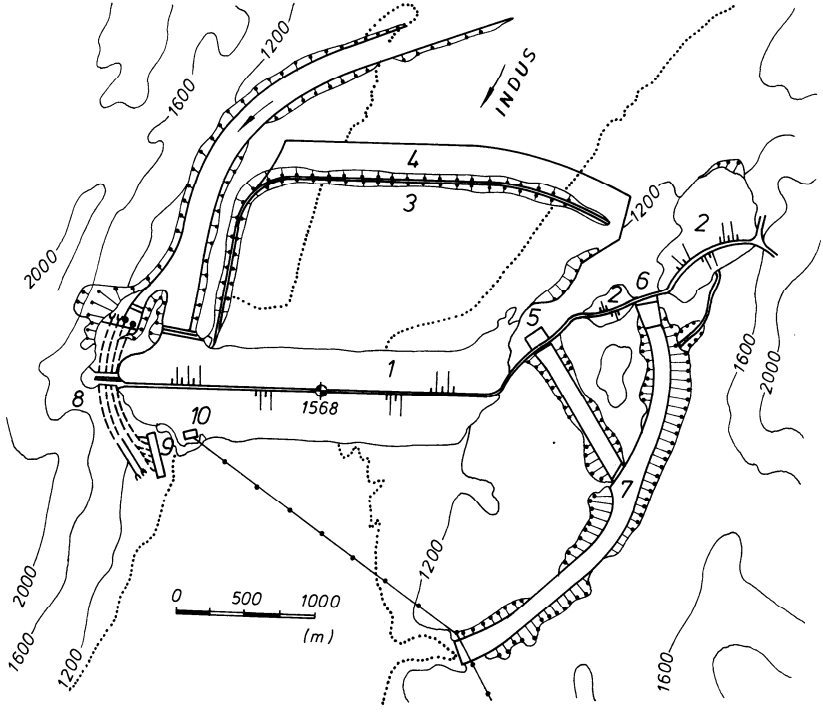


Fig. 6.33. Planul de situaţie al barajului Tarbela cu ilustrarea descărcătorului de ape mari: *1* - corp baraj, *2* - baraje auxiliare, *3* - batardou amonte, *4* - avantradier, *5* - descărcător de serviciu, *6* - des–cărcător auxiliar, *7* - canal rapid, *8* - galerii de aducţiune cu folosinţe hidroenergetică şi de irigaţii, *9* - centrală hidroelectrică, *10* - staţie de transformare.

În concepţia actuală există tendinţa ca în corpul barajelor din materiale locale să se includă şi materiale de calitate mai slabă dar disponibile la preţuri de cost avantajoase. Astfel, deosebit de raţională apare folosirea materialelor de la excavaţia descărcătorului, pentru umpluturi în corpul barajului. Aceasta impune o eşalonare calendaristică adecvată a acestor lucrări. La barajele Bellfield şi Talbingo din Australia, materialele din excavaţiile de la descărcătorii canal, au constituit singura sau sursa principală pentru umpluturile de anrocamente din corpul barajelor [13].

În condiţii speciale, când configuraţia terenului şi condiţiile geologice sunt favorabile iar deversarea peste baraj nu este recomandabilă, descărcătorii canal pot fi asociaţi şi barajelor de beton. În figura 6.34 este ilustrat descărcătorul canal al barajului arcuit Tarniţa de pe Someşul Cald. Barajul de 97 m înălţime este prevăzut cu centrală hidroelectrică la piciorul aval şi amenajarea ploturilor centrale ca profile deversante cu lamă condusă de un rapid de descărcare peste centrală apărea ca neeconomică. În aceste condiţii evacuarea apelor mari (circa 500 m^3/s) se face printr-un canal rapid amplasat la malul drept.

Părţile principale care alcătuiesc un descărcător canal sunt următoarele: zona de acces cuprinzând sistemul de control al curgerii în descărcător, canalul rapid şi debuşarea.

Din punct de vedere al accesului apei, descărcătorii pot fi cu acces frontal (fig. 6.35) sau cu acces lateral (fig. 6.36). În cazul accesului frontal, direcţia apei la intrare este aproximativ perpendiculară pe axul barajului şi ea rămâne în general neschimbată până la ieşirea din descărcător. Soluţia este avantajoasă din punct de vedere hidraulic dar aplicarea ei necesită configuraţii morfologice corespunzătoare care să permită înscrierea unui front deversant frontal uneori de zeci de metri lungime.

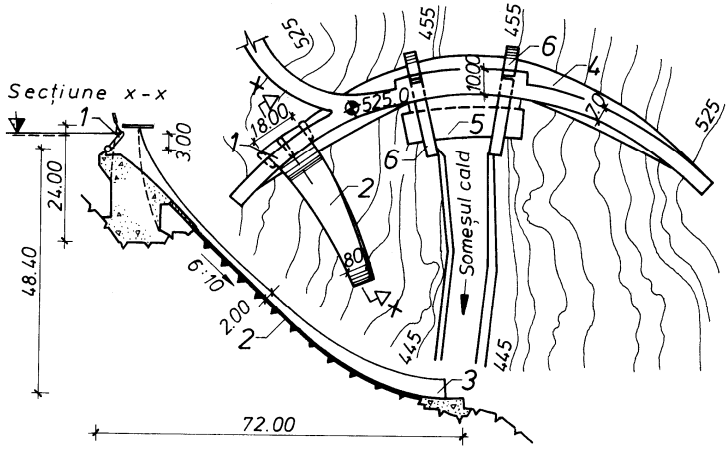


Fig. 6.34. Descărcător canal la barajul Tarniţa: *1* - câmpuri deversoare controlate de stavile clapetă, *2* - canal rapid, *3* - trambulină, *4* - corp baraj, 5 - centrală hidroelectrică, *6* - descărcători intermediari.

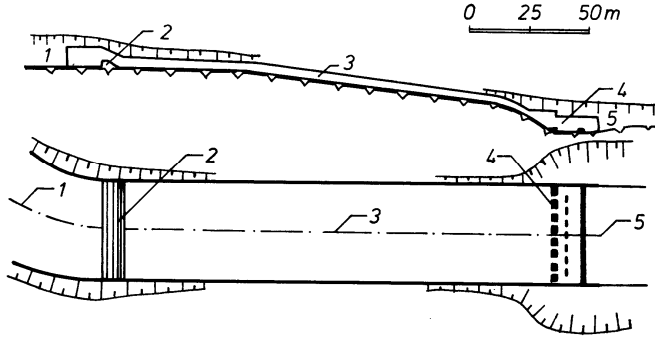


Fig. 6.35. Descărcător canal cu admisie frontală la barajul Tullaroop (Australia) [13]: *1* - canal de acces, 2 - deversor, *3* - canal rapid, *4* - disipator de energie, *5* - regularizare albie aval.

Dacă versantul nu permite aplicarea sistemului cu admise frontală, accesul apei se poate face paralel cu axul barajului printr-un deversor lateral. În acest caz direcţia curgerii după acces se modifică în canalul colector (fig. 6.36) cu aproximativ 90°, ceea ce produce anumite inconveniente funcţionale. Acest sistem oferă însă avantajul că lungimea frontului deversant poate fi extinsă fără restricţii şi în consecinţă grosimea lamei deversante poate fi redusă în limitele dorite.

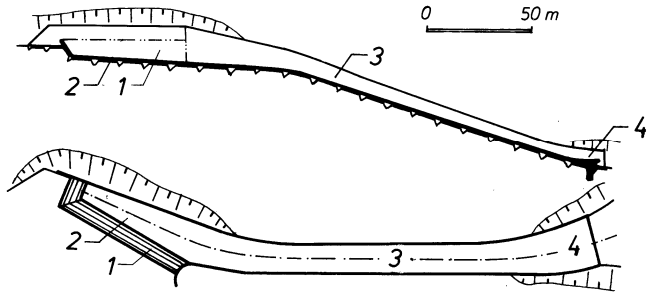


Fig. 6.36. Descărcător canal cu admisie laterală la barajul Corin (Australia) [13]: *1* - deversor lateral, *2* - canal colector, *3* - canal rapid, *4* - trambulină.

În figura 6.37 sunt prezentate două variante studiate pentru descărcătorul canal de la barajul Gura Apelor (H=168 m) de pe Râul Mare [14]. Descărcătorul de suprafaţă s-a calculat pentru un debit $Q = 1500\,\text{m}^3/\text{s}$. Pentru o lamă de apă cu grosimea de 4,75 m lungimea frontului deversant a rezultat de 71...74 m. Evacuarea viiturilor se face de asemenea prin golirea de fund (debit instalat $Q_i = 120\,\text{m}^3/\text{s}$), golirea intermediară ($Q_i = 100\,\text{m}^3/\text{s}$) şi centrala hidroelectrică ($Q_i = 60\,\text{m}^3/\text{s}$).

În figura 6.37,*a* se ilustrează varianta de descărcător canal cu admisie frontală. Din cauza morfologiei locale a versantului drept, traversat de un torent, canalul rapid se realizează parţial în secţiune deschisă, parţial sub formă de galerie. Debuşarea este sub formă de trambulină. Condiţiile grele de înscriere în versant a unui deversor frontal cu o lungime de circa 71 m au impus studierea şi a variantei cu admisie laterală (fig. 6.37,*b*) care în final s-a şi adoptat. Traseul canalului şi debuşarea au rămas identice celor din varianta cu admisie frontală.

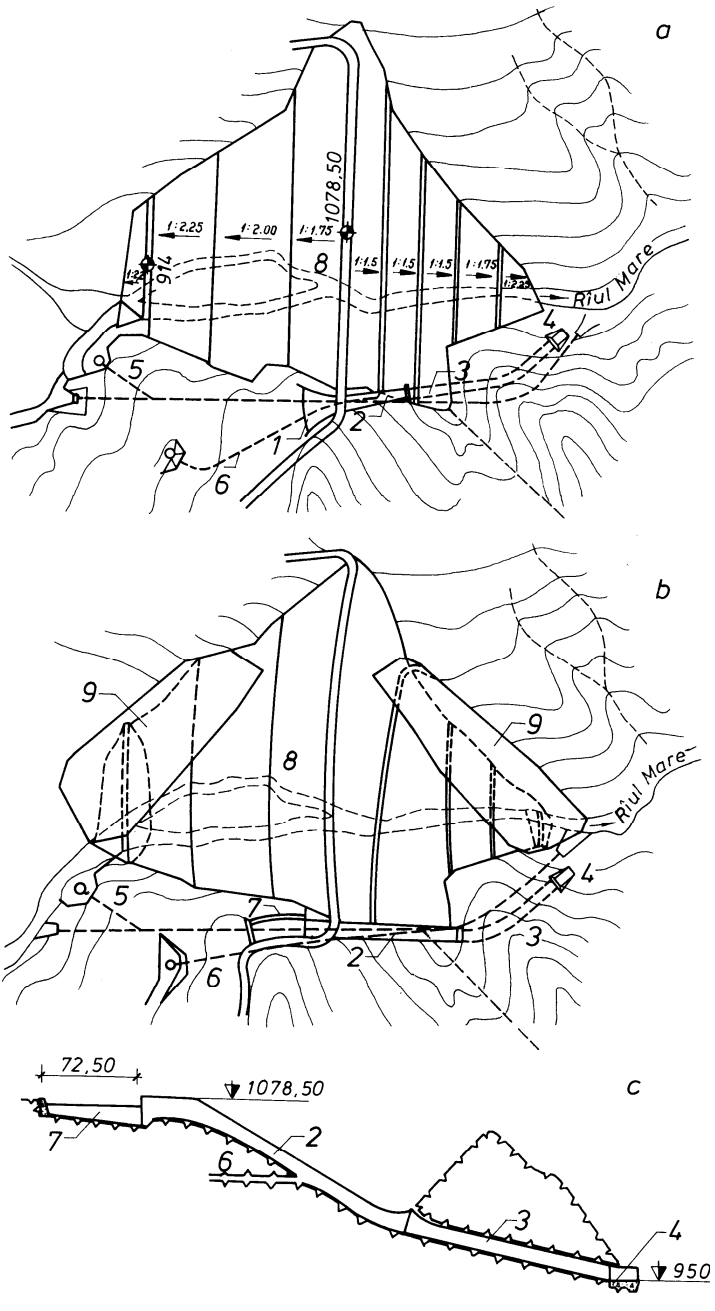


Fig. 6.37. Barajul Râul Mare - variante de descărcători canal: *a* - cu admisie frontală, *b* - cu admisie laterală, *c* - profil în lung prin descărcătorul canal din varianta *b*; *1* - deversor frontal, *2* - canal rapid deschis, *3* - galerie de descărcare, *4* - trambulină, *5* - golire de fund, *6* - golire intermediară, *7* - deversor lateral, *8* - baraj de piatră cu nucleu de argilă, *9* - prism de lestare.

Studii pe modele hidraulice la scara 1:50 au condus la stabilirea traseului final al descărcătorului, în condiţiile obţinerii unui regim de curgere pe canalul de evacuare al deversorului de suprafaţă cu unde staţionare cât mai mici. Prin introducerea unui prag de 2 m la intrarea în canalul rapid (fig. 6.37,*c*) amplitudinea undelor staţionare s-a redus de la 2,00..2,50 m la circa 0,80 m. Alte probleme studiate pe modele au fost cu privire la orientarea jetului din galeria intermediară în canalul de evacuare pentru a nu se produce perturbări în regimul vitezelor şi presiunilor, şi la lucrările de protecţie a căptuşelii de beton a canalului împotriva eroziunii şi cavitaţiei.

6.4.2. Sistemul de acces frontal

Zona de intrare trebuie să asigure accesul larg şi uniform al apei spre deversoare pentru o încărcare constantă pe toată lungimea frontului. În majoritatea cazurilor aceste condiţii se asigură prin realizarea unor excavaţii de lărgire a intrării, în amonte de deversor.

În plan deversorul poate fi rectiliniu cu orientare normală pe axul canalului sau curbiliniu atunci când se doreşte lungirea frontului de deversare pe spaţii restrânse. În secţiunea transversală, deversorul poate fi cu prag lat (când traseul din plan este rectiliniu) sau de formă curbă tradiţională. Curgerea peste deversoare poate fi liberă sau controlată cu stavile, în funcţie de considerentele care au fost expuse la punctul 6.1.4.

În figura 6.38 se arată vederea în plan şi secţiunea longitudinală prin des–cărcătorul barajului Mayfield (SUA) de 55 m înălţime. Descărcătorul este amplasat în condiţii morfologice avantajoase, într-o şea existentă la malul stâng. Curgerea este controlată de 5 stavile segment + clapetă de arie totală $5 \cdot 12{,}2 \cdot 12{,}2$ m^2 care asigură trecerea unui debit maxim de 8900 m^3/s. Fragmentarea canalului de evacuare prin prelungirea în aval a pilelor intermediare reduce riscul de apariţie a unor curenţi transversali cu formarea de vârtejuri care micşorează capacitatea de evacuare. Racordarea de la deschiderea frontului de acces la canalul rapid de secţiune curentă urmăreşte forma liniilor de curent.

În condiţii restrictive de spaţiu de amplasare a deversorului frontal, lungimea frontului de acces poate fi considerabil mărită prin soluţii constructive de tipul celor prezentate în figura 6.39, soluţii aplicate cu bune rezultate la mai multe baraje din Australia [13].

Soluţia cu "deversor labirint" (fig. 6.39,*a*) necesită studii pe model pentru alegerea corectă a formei ondulaţiilor şi a înălţimii lor pentru a preveni înecarea excesivă a crestei lor la lame de apă mai groase. Dacă unghiul ondulaţiilor labirintului este prea ascuţit, coeficienţii de debit la lame de apă groase devin prea mici din cauza înecării crestei. Dacă unghiul este prea mare, atunci nu sunt folosite raţional condiţiile oferite de amplasament, prin reducerea raportului (λ) între lungimea frontului deversant pe lungimea frontului normală pe axul canalului. La barajul Avon (Australia), înălţimea deversorului este de 3 m, iar raportul λ este de

1,96. Studiile pe model au indicat că pentru debite moderate, coeficienţii de debit sunt similari celor pentru deversoarele tradiţionale orientate normal pe axul canalului. La grosimi de lamă mari, de ordinul înălţimii deversorului ($h = 3\,\text{m}$), coeficienţii de debit scad din cauza efectului de înecare a crestei. Astfel, pentru $Q = 500\ \text{m}^3/\text{s}$, coeficientul de debit m este egal cu 0,487, iar pentru $Q = 1800\,\text{m}^3/\text{s}$, m scade la 0,325.

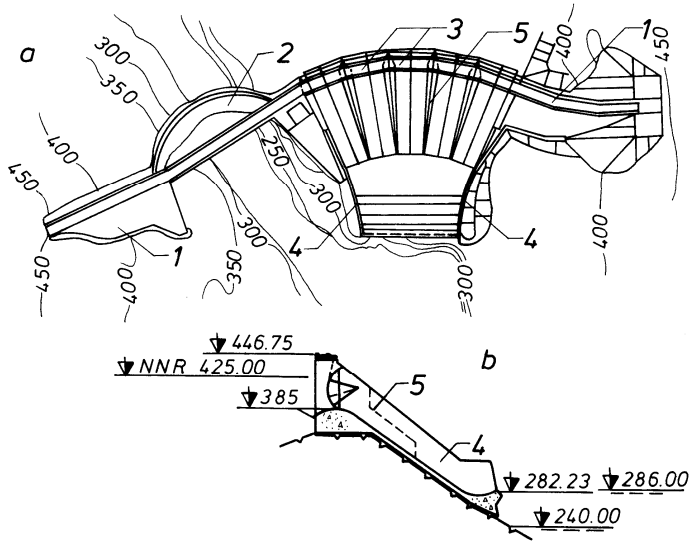


Fig. 6.38. Barajul Mayfield - descărcător canal: *a* - înscriere în plan, *b* - secţiune lon–gitudinală prin axul descărcătorului; *1* - baraj de greutate, *2* - baraj arcuit, *3* - câmpuri deversante echipate cu stavile segment + clapetă, *4* - pereţi canal, *5* - pereţi intermediari de dirijare.

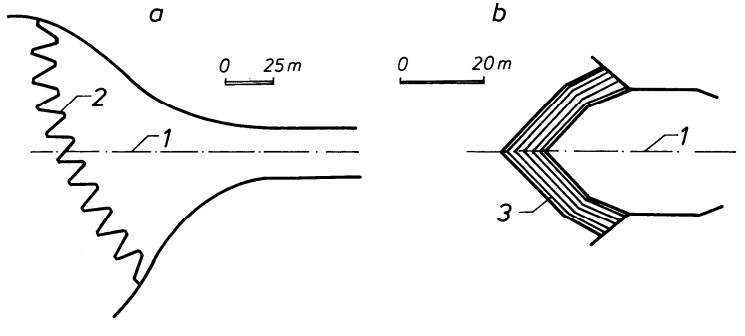


Fig. 6.39. Soluţii constructive de lungire relativă a frontului deversant: *a* - deversor labirint la barajul Avon (Australia), *b* - deversor triunghiular la barajul Nillahcootie (Australia); *1* - ax canal, *2* - deversor labirint, 3 - deversor triunghiular în plan.

O altă posibilitate de lungire relativă a frontului de deversare este cu "deversor triunghiular" (fig. 6.39,*b*). Deversorul triunghiular de acces în descărcătorul canal al barajului Nillahcootie are 5,5 m înălţime minimă şi 90° la vârful triunghiului. Lungimea lui este de 2,2 ori mai mare decât a unui deversor normal pe axul canalului. Pentru debite descărcate variind între 500 la 1300 m^3/s, coeficienţii de debit se menţin în limitele 0,456...0,465.

Calculul hidraulic al deversorului frontal se efectuează în acord cu metodologia prezentată la punctul 6.2.3. Coeficienţii de debit se apreciază sau determină prin studii pe model în funcţie de soluţiile constructive adoptate şi de forma excavaţiei de acces realizate.

Forma tronsonului de racord între deversorul frontal şi secţiunea curentă a canalului rapid se determină printr-un calcul de mişcare gradual variată, impunând de obicei condiţia de adâncime constantă a apei în tronsonul de racord [10].

6.4.3. Sistemul cu acces lateral

Sistemul este alcătuit dintr-un deversor lateral plasat în lungul versantului asociat unui canal colector paralel cu creasta deversantă. În canalul colector direcţia curentului se schimbă cu 90° odată cu curgerea spre canalul rapid sau galeria de evacuare.

Deversorul lateral poate fi cu curgere liberă sau controlată cu stavile. Calculul hidraulic al deversorului lateral se face după metodologia obişnuită prezentată la punctul 6.2.3.

Forma secţiunii transversale a canalului colector pe o latură este influenţată de forma deversorului iar pe cealaltă de înscrierea la versant. Datorită turbulenţei impactului şi vibraţiilor care se produc la curgerea prin canalul colector, fundarea lui inclusiv a deversorului lateral trebuie realizată numai pe stâncă de bună calitate. De asemenea, canalul colector în mod obişnuit este prevăzut cu căptuşeală din beton, peretele dinspre versant fiind ancorat în rocă.

Secţiunea transversală de formă trapezoidală este cea mai frecvent utilizată (fig. 6.40). Raportul, lăţimea canalului colector pe adâncimea lui are efecte impor–tante asupra performanţelor hidraulice şi economice. Dacă raportul este mare (profilul *abfg* în fig. 6.40) adâncimea apei în canal va fi mică şi rezultă o difuzie slabă a curentului deversat în curentul de curgere prin canal. Cele mai bune performanţe hidraulice şi economice se obţin pentru valori minime ale raportului lăţimea canalului pe adâncimea lui (profilul *adj* în fig. 6.40). Totuşi, o lăţime minimă la fundul canalului apare necesară pentru a evita lucrul în spaţii foarte înguste. La fel, o excavaţie extrem de adâncă în versant poate pune în pericol stabilitatea lui. În aceste condiţii un profil trapezoidal proporţionat conform *aceh*, rezultă ca fiind cel mai raţional.

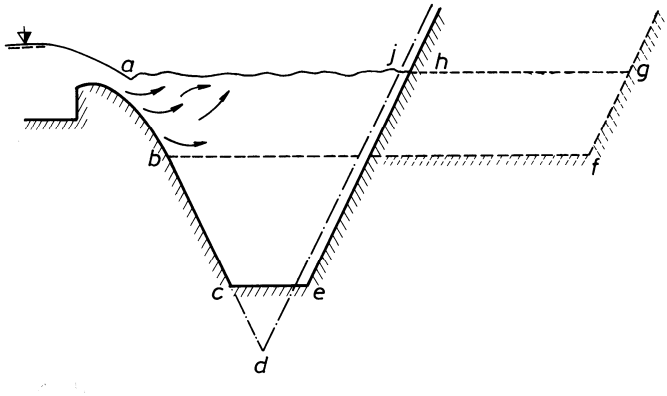


Fig. 6.40. Alegerea formei secţiunii transversale a canalului colector: *bceh* - secţiunea recomandată, *ce* - lăţimea minimă la fundul canalului.

Panta longitudinală a canalului colector este arbitrară. Totuşi pante relativ mai mici asigură adâncimi mai mari şi viteze de curgere mai reduse şi în consecinţă o mai bună amestecare a curentului deversat în secţiunea curentă cu cel din canal; de asemenea, se reduce riscul producerii unui regim de curgere rapid pentru lame de apă de grosimi mai reduse.

În mod obişnuit o secţiune de control a curgerii este prevăzută la limita aval a canalului coector. Realizată sub formă de prag, secţiunea de control are scopul să menţină adâncimi de apă mai mari şi regim de curgere lent în canalul colector. Cota pragului se alege astfel încât să nu se producă o înecare excesivă a crestei deversorului lateral (fig. 6.41,*a*). Imediat în aval de secţiunea de control regimul de curgere devine rapid.

Dacă nu se prevede o secţiune de control a curgerii (varianta *B*, fig. 6.41), atunci adâncimea apei şi viteza ei depind fie de panta fundului canalului colector sau de nivelul apei la limita amonte a canalului de descărcare. Dacă panta fundului este mai mare decât panta critică, regimul de curgere în canalul colector este rapid (fig. 6.41,*b*), adâncimile apei scad, vitezele cresc şi amestecul celor doi curenţi se face turbulent cu producere de valuri, vârtejuri, vibraţii. Performanţele hidraulice ale sistemului într-o asemenea schemă de funcţionare sunt necorespunzătoare şi apare evident că regimul de curgere în canalul colector trebuie menţinut în stadiul subcritic.

Soluţia finală a canalului colector se alege prin compararea unor variante cu diverse lăţimi ale fundului canalului, pantei longitudinale sau cotei pragului de la capătul aval.

Calculul hidraulic al canalului colector se bazează pe teorema impulsului, admiţând că singurele forţe care produc mişcarea apei apar prin scăderea nivelului apei în direcţia curgerii. Considerând o fâşie elementară Δx în lungul canalului colector (fig. 6.41,*a*), forţele de inerţie de la limita amonte la care se adaugă forţele exterioare sunt egale cu forţele de inerţie de la limita aval. În secţiunea din amonte există viteza v şi debitul Q. În secţiunea din aval viteza este $v + \Delta v$ şi debitul $Q + q\,\Delta x$, unde q este debitul specific al deversorului. Forţele exterioare, mişcarea

fiind uniformă, rezultă din rezistenţa datorită frecărilor şi au valoarea $-\gamma VJ$, unde V este volumul de apă în fâşia considerată, iar J panta suprafeţei libere. Cu notaţiile menţionate mai înainte, aplicarea teoremei impulsului conduce la relaţia:

$$\frac{\gamma Qv}{g} + \gamma VJ = \left(\frac{Q + qdx}{g}\right)(v + \Delta v). \tag{6.39}$$

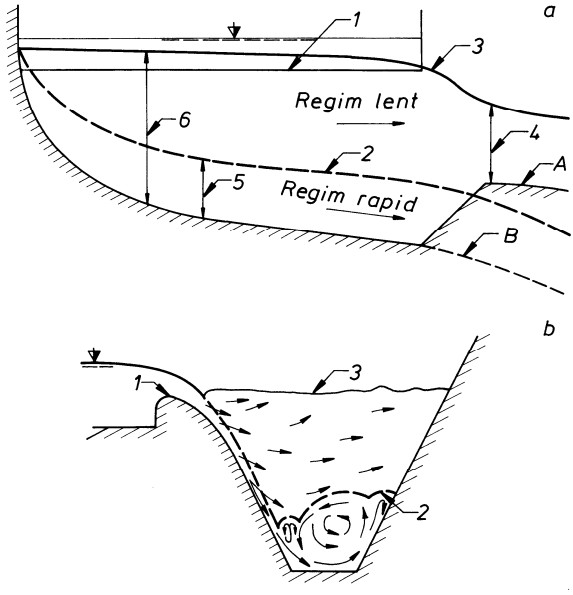


Fig. 6.41. Curgerea în zona canalului colector: *a* - secţiune longitudinală, *b* - secţiune transversală; varianta *A* - cu prag la capătul aval, *B* - fără prag; *1* - deversor lateral, *2* - suprafaţa apei în varianta *B*, *3* - suprafaţa apei în varianta *A*, *4* - nivel în secţiunea de control, *5* - adâncimea apei în regim rapid, *6* - adâncimea apei în regim lent.

Se consideră următoarele relaţii:

$$V = \left(Q + \frac{qx}{2}\right) t$$

$$t = \frac{x}{v + \frac{v}{2}} \tag{6.40}$$

$$J = \frac{y}{x}$$

în final obţinându-se următoarea expresie:

$$\gamma\left(Q + \frac{q\Delta x}{2}\right)\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{\gamma Q\Delta v}{g\Delta x}\left(v + \frac{\Delta v}{2}\right) + \frac{\gamma q}{g}(v + \Delta v)\left(v + \frac{1}{2}\Delta v\right). \tag{6.41}$$

Notând Q_1, v_1 valorile debitului şi vitezei la limita amonte a fâşiei Δx considerate şi Q_2, v_2 valorile lor la limita aval, căderea suprafeţei apei Δy (fig. 6.41,*a*) poate fi determinată cu una din formulele :

$$\Delta y = \frac{Q_1}{g}\,\frac{(v_1+v_2)}{(Q_1+Q_2)}\left[(v_2-v_1)+\frac{v_2(Q_2-Q_1)}{Q_1}\right];$$

$$\Delta y = \frac{Q_2}{g}\,\frac{(v_1+v_2)}{(Q_1+Q_2)}\left[(v_2-v_1)+\frac{v_1(Q_2-Q_1)}{Q_2}\right]. \qquad (6.42)$$

În calcul se pleacă de la o secţiune unde nivelul apei este cunoscut. Dacă există secţiune de control la capătul canalului colector, atunci calculul se face de la aval spre amonte. Nivelul în secţiunea de control se determină din condiţia de trecere a debitului peste prag. Dacă nu există secţiune de control la capătul aval, atunci calculul se efectuează de la amonte spre aval. Calculul decurge iterativ pentru fâşii Δx suficient de mici, care să asigure o bună aproximare a formei suprafeţei libere a apei în canalul colector.

În cazul când există secţiune de control a curgerii la capătul aval, cota fundului canalului colector se determină din condiţia ca la trecerea debitului maxim deversorul să nu fie înecat excesiv. Practic se poate admite că o înecare a crestei deversorului până la maximum 2/3 din grosimea lamei deversante poate fi tolerată, ea neafectând forma suprafeţei oglinzii apei.

6.4.4. Zona canalului rapid

Dimensiunile canalului de descărcare sunt stabilite în principal pe considerente hidraulice dar alegerea traseului, forma secţiunii transversale, lăţimea, lungimea etc. depind de caracteristicile geologice şi morfologice ale amplasamentului. Canalele deschise excavate în versanţi urmează uzual linia suprafeţei terenului. În cazul unor versanţi abrupţi, când vitezele de curgere depăşesc pe cele admisibile se pot realiza canale în trepte multiple. În versanţii cu pereţi verticali sau cu accidente morfologice pot apare avantajoase soluţii cu galerii de descărcare.

În figura 6.42 se prezintă înscrierea în plan şi profilul longitudinal prin axul descărcătorului canal al barajului Târlung (H = 45 m). Descărcătorul este cu acces frontal, deversorul de beton are 3 deschideri de 9,00 m echipate cu stavile, clapete automate de 1,00 m înălţime de retenţie. Descărcătorul funcţionează la 500 m^3/s în condiţii normale de exploatare (asigurare de calcul p = 0,1 %) şi 800 m^3/s în condiţii excepţionale (p = 0,01 %). Canalul rapid în lungime de circa 200 m are secţiunea trapezoidală cu 14,00 m lăţime la fund şi 3,00 m adâncime.

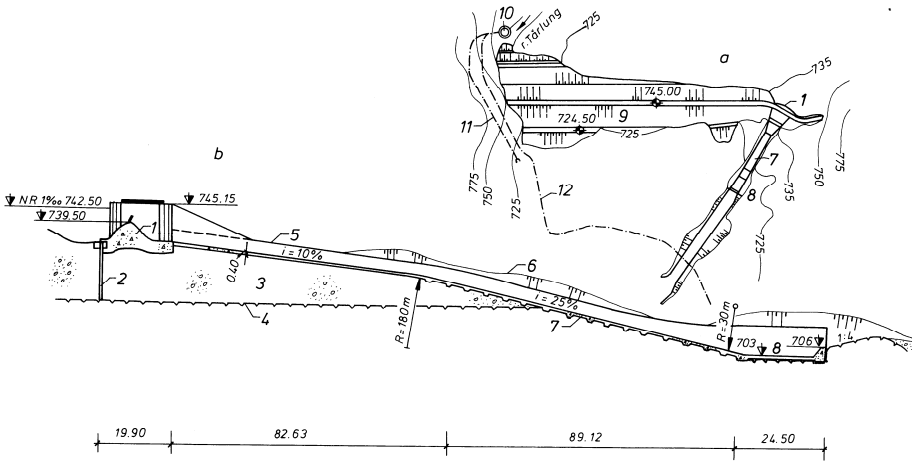


Fig. 6.42. Descărcătorul canal la barajul Târlung: *a* - plan de situaţie, *b* - profil în lung; *1* - deversor cu stavile clapetă, *2* - perete de etanşare, *3* - teren aluvionar, *4* - stâncă, *5* - perete canal, *6* - linia terenului natural, *7* - tronson cu macrorugozităţi, *8* - disipator de energie, *9* - corp baraj, *10* - priza de apă turn, *11* - golire de fund, *12* - conductă de aducţiune.

Panta lui longitudinală este de 10% pe tronsonul amonte şi 25% pe cel aval. În scopul disipării energiei cinetice a apei descărcate pe tronsonul aval, în canal s-au prevăzut macrorugozităţi din bare transversale din beton armat [15].

Un exemplu de canal în trepte multiple este prezentat în figura 6.43 pentru barajul Eildon din Australia. Fiecare treaptă constituie un bazin disipator pentru cota parte din cădere ce îi revine. În acest mod disiparea se produce progresiv în lungul canalului şi vitezele se menţin practic constante. La barajele moderne din cauza performanţelor hidraulice modeste, sistemul este mai puţin frecvent utilizat.

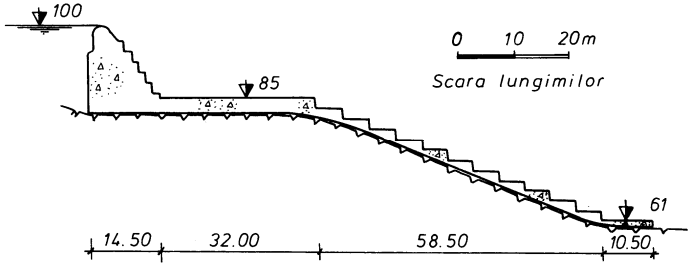


Fig. 6.43. Descărcător canal în cascade multiple.

O secţiune longitudinală tipică de galerie de descărcare este ilustrată în figura 6.44,*a*. Zona de acces sub forma unui deversor frontal curb echipat cu stavile se racordează hidraulic la secţiunea curentă transversală a galeriei. Acestea sunt în mod obişnuit de formă circulară uneori lărgite la bază (fig. 6.44,*b*). Zona înclinată se recomandă a face un unghi de 55° cu orizontala. Curgerea pe galeriile de

descărcare se face cu nivel liber, secţiunea de curgere se recomandă să nu depăşească 75% din secţiunea transversală totală a galeriei. Această recomandare a rezultat din experienţa lucrărilor executate, în vederea unei aerări satisfăcătoare şi a reducerii riscului de producere a avariilor din cauza cavitaţiei. Dacă în mod excepţional se admite şi funcţionarea cu curgere sub presiune, atunci sunt necesare verificări privind transportul plutitorilor şi al gheţii.

În plan orizontal traseul canalului rapid se menţine obligatoriu rectiliniu mai ales când debitele descărcate sunt foarte mari. În plan vertical traseul este alcătuit din aliniamente racordate cu curbe. Pantele longitudinale curente ale canalelor rapide se înscriu obişnuit între 5...25%, vitezele de curgere în aceste condiţii fiind foarte mari şi depăşind cu mult viteza critică.

În alegerea curbelor verticale de racordare trebuie să se prevină curgeri nesatisfăcătoare pe canal. În toate cazurile, razele de racordare trebuie să fie suficient de mari pentru a preveni tendinţa de dezlipire a curentului de fundul canalului în cazul curbelor convexe sau a unor forţe dinamice excesive de impact în cazul curbelor concave.

Secţiunea transversală a canalelor rapide poate avea forme trapezoidale, dreptunghiulare etc. Datorită vitezelor mari de circulaţie a apei, canalele rapide sunt în marea majoritate a cazurilor căptuşite cu dale din beton rezistent la uzură. Grosimea lor variază între 0,30...1,00 m, iar dimensiunile în plan de la $4 \cdot 4\ m^2$, la $12 \cdot 12\ m^2$. Plăcile se armează constructiv cu plase din bare cu $\phi \geq 10$ mm şi cu procente de armare $\mu = 0{,}3...0{,}5\%$. În figura 6.45 este prezentată secţiunea transversală tip prin zona de canal rapid al descărcătorului de ape mari de la barajul Măneciu.

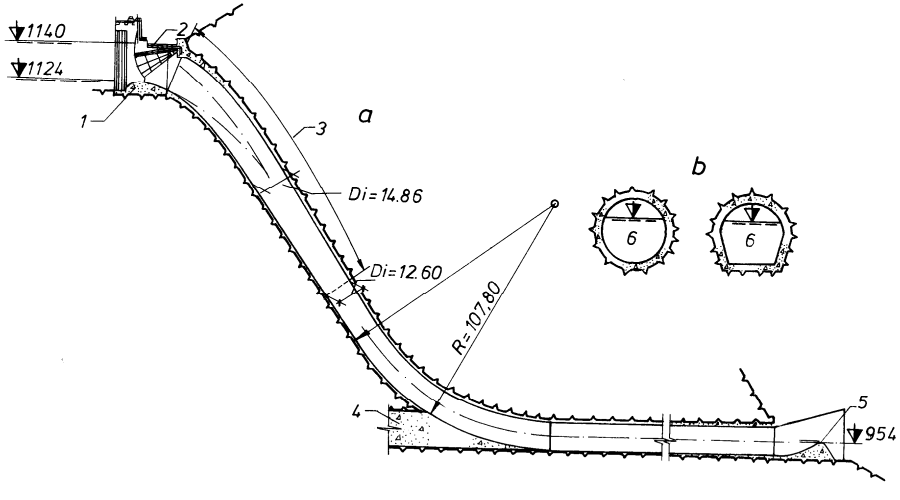


Fig. 6.44. Secţiuni tipice printr-o galerie de descărcare (barajul Glen Canyon): *a* - longitudinală, *b* - transversale; *1* - deversor curb, *2* - stavilă segment cu clapetă, *3* - zonă de racord, *4* - dop de beton pe galeria de deviere provizorie, *5* - trambulină, *6* - secţiunea vie de curgere.

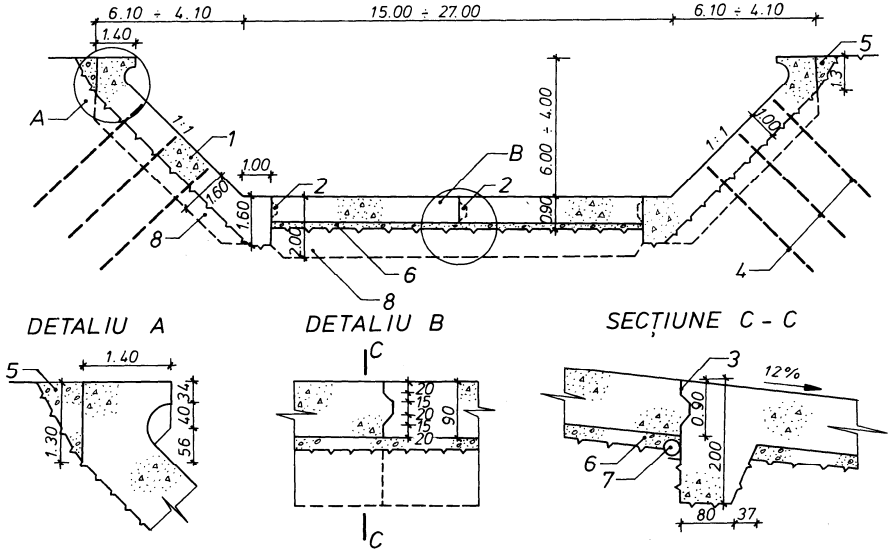


Fig. 6.45. Secţiuni tip prin zona canalului rapid de la descărcătorul de ape mari al barajului Măneciu: *1* - dale de beton armat, *2* - rosturi longitudinale, *3* - rosturi transversale, *4* - ancore PC 52, ϕ 25 mm, L = 5 m, 1 buc/2,25 m^2, *5* - plombă de beton, *6* - beton macroporos, *7* - tub de drenaj, 8 - pinten transversal.

Se remarcă ancorarea dalelor de pe taluz în masivul de rocă, prevederea de pinteni transversali la rosturile dintre dalele de pe taluz şi din radier şi drenarea căptuşelii. Aceste măsuri vizează reducerea riscului de ridicare şi alunecare a dalelor pe taluz din cauza vitezelor mari de curgere, depresiunilor şi subpresiunilor care apar pe canal.

Garda pereţilor canalului faţa de nivelul de curgere al apei după normele americane se recomandă de 1,00...2,00 m pentru a ţine cont de aproximaţiile calculului hidraulic, supraînălţările datorită aerării lamei de apă, acţiunea valurilor etc. [4].

6.4.5. Calculul hidraulic al canalului rapid

Curentul descărcat trece în general prin mişcarea critică în structura de control a curgerii prin descărcător (deversorul frontal de acces, pragul de la capătul aval al canalului colector în sistemul cu acces lateral etc.). La intrarea în canalul rapid curentul se află în regim rapid şi se recomandă să rămână în acest regim de mişcare pe toată lungimea canalului pentru a evita producerea saltului hidraulic. Curgerea în canalul rapid poate fi uniformă, accelerată sau decelerată depinzând de pantele şi dimensiunile canalului precum şi de căderea totală de sarcină hidraulică.

Curgerea în orice punct în lungul canalului va depinde de energia specifică disponibilă în acel punct. Vitezele şi adâncimile de curgere se determină prin aplicarea simultană a principiului conservării energiei exprimat prin teorema lui Bernoulli şi a legii continuităţii. În conformitate cu notaţiile din figura 6.46, principiul conservării energiei între punctele 1 şi 2 de pe traseul unui canal rapid se exprimă prin egalitatea:

$$\Delta Z + d_1 + h_{v_1} = d_2 + h_{v_2} + \Delta h_L \,. \tag{6.43}$$

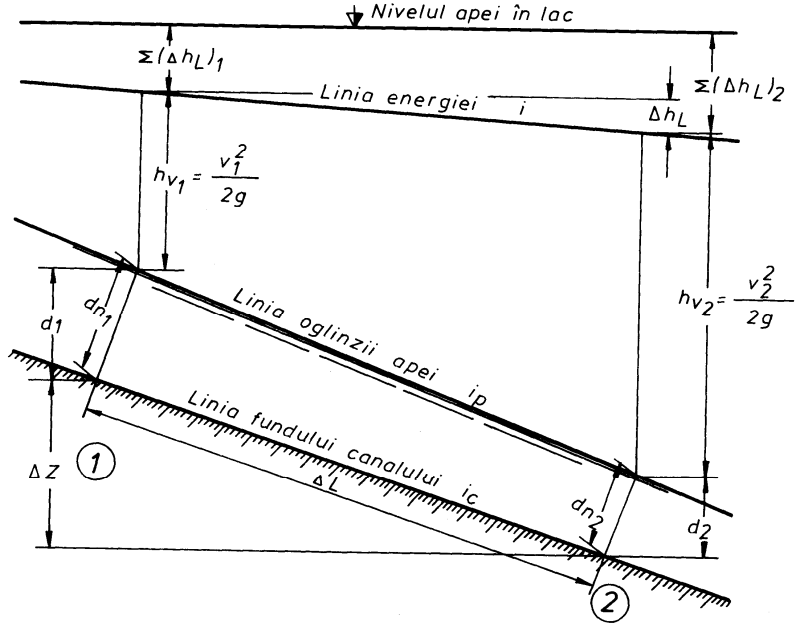


Fig. 6.46. Schemă pentru evaluarea parametrilor curgerii în canale rapide.

Dacă panta canalului nu este prea mare, pentru scopuri practice adâncimea normală a apei d_n, poate fi considerată egală cu adâncimea verticală d, iar ΔL poate fi considerat a fi distanţa pe orizontală. Termenul Δh_1 include toate pierderile care se produc pe tronsonul de canal considerat datorate frecării, turbulenţei, impactului, tranziţiei etc. Fiindcă în practică modificările pe canal se fac gradat, cu excepţia pierderilor de sarcină prin frecare, toate celelalte pot fi neglijate. Pierderile prin frecare se pot exprima cu relaţia:

$$\Delta h_L = i \cdot \Delta L \,, \tag{6.44}$$

unde i este gradientul mediu de frecare pe tronsonul ΔL, exprimat cu relaţiile Chézy sau Manning. În cazul concret analizat, i se exprimă ca fiind media gradienţilor de frecare din secţiunile de capăt, iar relaţia (6.44) devine:

$$\Delta h_1 = \left(\frac{i_1 + i_2}{2} \right) \Delta L \,. \tag{6.45}$$

Formula Manning are forma:

$$i = \left(\frac{vn}{2{,}203\, R^{2/3}} \right)^2 , \tag{6.46}$$

cu v - viteza apei în m/s, n - coeficientul de rugozitate şi R - raza hidraulică în metri.

Relaţia de continuitate între secţiunile 1 şi 2 (fig. 6.46) are forma:

$$Q = \Omega_1 \, v_1 = \Omega_2 \, v_2 \,, \tag{6.47}$$

unde Q este debitul descărcat, iar Ω_1 şi Ω_2 ariile de curgere în cele două secţiuni.

Pentru calculul practic, după stabilirea geometriei canalului se pleacă de la o secţiune (secţiunea de control) în care nivelul, respectiv adâncimea apei şi viteza ei sunt cunoscute. Se aplică relaţiile (6.43) şi (6.47) pentru determinarea adâncimii apei şi vitezei ei în secţiunea situată la distanţa ΔL de secţiunea de control şi calculul se reia succesiv.

Curgerea în canalele rapide este puternic influenţată de aerarea curentului, cu efecte însemnate de supraînălţare a nivelului apei. Aerarea începe în straturile superioare, cu turbulenţa mărită şi se propagă apoi în toată masa de curgere. În aceste cazuri, calculul înălţimii apei în condiţii de aerare se poate face cu relaţiile clasice (relaţia Chézy), dar modificând corespunzător coeficientul λ_r al pierderilor de sarcină longitudinale [16]:

$$\lambda_{r,a} = \lambda_r \left[1 + 3 \left(\frac{Q_{aer}}{Q_{apa}} \right)^2 \right], \tag{6.48}$$

unde $\lambda_{r,a}$ este coeficientul pierderilor de sarcină longitudinale în condiţii de aerare, Q_{aer} - debitul aerului antrenat şi Q_{apa} - debitul de apă descărcat.

În relaţia (6.48) raportul $\dfrac{Q_{aer}}{Q_{apa}}$ poate fi evaluat cu expresia :

$$\frac{Q_{aer}}{Q_{apa}} = 0{,}075 \sqrt{Fr - Fr_0} = 0{,}075 \sqrt{\frac{v^2}{g h_m} - 45} \,, \tag{6.49}$$

unde v este viteza de curgere şi h_m adâncimea medie a curentului neaerat. Aerarea se ia în considerare numai când numărul Froude în secţiunea de calcul $Fr > Fr_0 = 45$.

6.4.6. Zona de debuşare

Descărcarea apei în bieful aval trebuie să se facă fără producerea unor eroziuni serioase în zona piciorului aval al barajului care să afecteze siguranţa lui.

În cazul albiilor stâncoase rezistente la eroziune, descărcarea poate fi făcută de pe trambuline cu viteze mari de curgere. Energia curentului este absorbită în lungul patului albiei prin impact, turbulenţă şi frecare (v. fig. 6.34, 6.36, 6.37, 6.38, 6.44). Cota debuşării poate fi situată mult peste nivelul albiei, alegerea ei fiind efectuată pe criterii tehnico-economice şi de dirijare a lamei de apă într-o zonă convenabilă. Deflectori ascendenţi, extinderi în consolă sau praguri curbe pot mări bătaia jetului la o distanţă nepericuloasă pentru baraj sau structurile adiacente. În scopul reducerii forţelor de impact, jetul de apă se recomandă să fie dispersat prin sisteme constructive adecvate (deflector şicanat şi divergent).

În cazul albiilor aval erodabile, zona de debuşare se amenajează cu sisteme de disipare tradiţionale: bazin de disipare, bazin de redane cu crenele (v. fig. 6.35, fig. 6.42).

6.5. Descărcători pâlnie

6.5.1. Aspecte generale. Exemplificări

Descărcătorii pâlnie se diferenţiază faţă de alte tipuri prin modul de circulaţie a apei în descărcător. Ea trece peste o creastă deversantă de obicei de formă circulară, cade printr-un puţ vertical sau înclinat şi apoi curge către bieful aval printr-o galerie orizontală sau cu pantă redusă. Structura poate fi considerată ca fiind alcătuită din trei elemente principale: deversor circular, puţ şi galerie orizontală la care se adaugă zonele de racord dintre ele şi zona de debuşare.

Caracteristicile curgerii prin descărcătorii pâlnie se schimbă în funcţie de înălţimea suprasarcinii. Secţiunea de control a curgerii se schimbă în corelaţie cu capacităţile relative de descărcare ale deversorului pâlnie, orificiului de la intrarea în puţ, ansamblului puţ-galerie funcţionând sub presiune. Funcţionarea sub presiune a sistemului nu este însă recomandabilă, exceptând cazurile când dife–renţa de nivel între bieful amonte şi bieful aval este foarte mică.

Soluţiile cu descărcători pâlnie sunt avantajoase în amplasamentele de baraje în văi înguste cu versanţi abrupţi sau acolo unde galeria de deviere provizorie din perioada construcţiei este disponibilă pentru amenajare ca galerie orizontală a descărcătorului. Un alt avantaj al acestui tip de descărcător este faptul că performanţe hidraulice apropiate celor maxime sunt atinse pentru suprasarcini relativ mici; această caracteristică face ca descărcătorul să fie ideal pentru cazurile când se doreşte limitarea debitelor descărcate. Creşterea capacităţii de descărcare peste cea cores–punzătoare funcţionării înecate a deversorului circular (pâlnie) se poate realiza prin asocierea unui descărcător auxiliar (de exemplu un descărcător de siguranţă).

În figura 6.47 este ilustrat descărcătorul pâlnie combinat cu goliri de adân–cime de la barajul arcuit Paltinul, după realizarea lucrărilor de creştere a capacităţii de descărcare. Soluţia cu amenajarea unor ploturi deversante nu a fost posibilă datorită prezenţei centralei hidroelectrice în albie la piciorul aval al barajului. Pâlnia deversoare are 18 m diametru şi 35 m înălţime; şase pile radiale pe deversor imprimă curgerii un caracter axial-simetric. Puţul, excavat în rocă are diametrul de 5,90 m şi adâncime de 60 m, iar galeria orizontală are diametrul de 5,90 m şi lungimea de 130 m. Zona debuşării cuprinde bazinul disipator şi rizberma. Capacitatea maximă de evacuare a descărcătorului pâlnie este de 750 m^3/s. În scopul creşterii capacităţii de descărcare a sistemului, la descărcătorul pâlnie s-au ataşat două goliri de semiadâncime şi o golire de fund (numărul 2) (fig. 6.47,*b*). Golirile de semiadâncime sunt închise cu stavile plane de $2{,}00 \cdot 3{,}00\ m^2$. Capaci–tatea lor maximă de evacuare este de 190 m^3/s pentru o coloană de apă de 30 m. Ele funcţionează simultan pentru a-şi disipa reciproc energia prin ciocnirea lamelor în puţ şi numai când nivelul apei în lac este sub cota crestei deversorului. Golirea

de fund, amenajată pe traseul fostei galerii de deviere, debuşează la capătul amonte al galeriei de evacuare. Ea este echipată cu două vane plane în carcasă de $1{,}10 \cdot 1{,}50\,\text{m}^2$. Capacitatea maximă de evacuare prin golirea de fund nr. 2, pentru coloana de apă de 80 m este de 48 m^3/s. Golirea de fund funcţionează împreună cu golirile de semiadâncime când nivelul în lac se află sub cota deversorului pâlniei. Soluţiile au fost fundamentate pe baza unor experimentări pe modele hidraulice. În figura 6.47 se pot de asemenea urmări lucrările de consolidare, etanşare şi drenaj a terenului de fundare a barajului în zona terasei de la malul stâng.

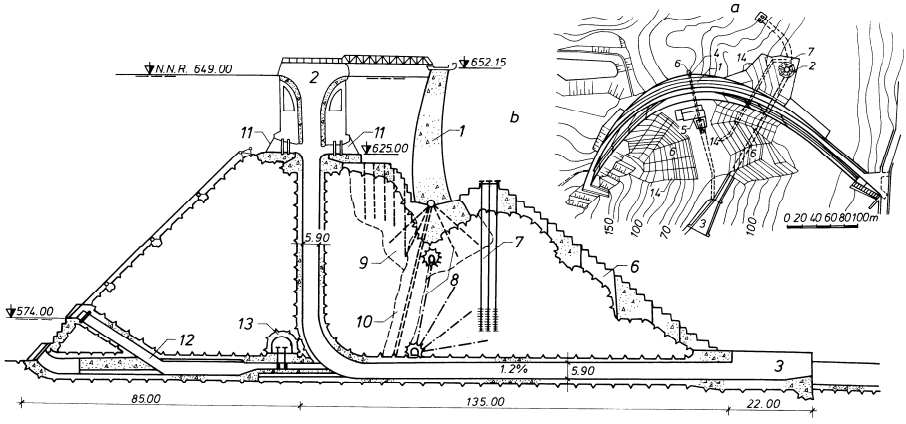


Fig. 6.47. Descărcătorul pâlnie de la barajul Paltinul: *a* - înscriere în plan, *b* - secţiune longitudinală; 1 - corp baraj, *2* - descărcător pâlnie, *3* - bazin disipator, *4* - golire de fund nr. 1, *5* - centrală hidroelectrică, *6* - placare taluz cu dale de beton, *7* - ancore pretensionate, *8* - reţea de drenaj, *9* - zonă consolidată prin injecţii, *10* - voal de etanşare, *11* - golire de semiadâncime, *12* - golire de fund nr. 2, *13* - casa vanelor, *14* - tunel de acces la casa vanelor.

O soluţie interesantă de descărcător pâlnie în condiţii geologice dificile (şisturi marnoase şi grezoase) s-a realizat la barajul de pământ Măneciu ($H = 80\,\text{m}$) şi este ilustrată în figura 6.48. Descărcătorul cuprinde o pâlnie deversantă de 40 m înălţime, fundată pe terasa de la malul drept. Pâlnia este alcătuită din trei compartimente, fiecare având o capacitate de evacuare de circa 400 m^3/s (fig. 6.49). Compartimentele laterale, semicirculare au lungimea crestei de 28 m fiecare, iar compartimentul central are două deschideri controlate de stavile segment de $7{,}00 \cdot 3{,}00\,\text{m}^2$ şi având creasta lor deversantă la cota normală de retenţie (NNR). Pâlnia se continuă cu un canal casetat cu aceleaşi trei compartimente. Canalul casetat are 243 m lungime, fiecare compartiment are 5,40 m lăţime şi 6,00 m înălţime, funcţionând cu curgere liberă. Caseta se continuă cu un canal rapid deschis cu pantă de 12% şi lungimea de 260 m. În secţiune transversală, canalul este de formă trapezoidală cu lăţimea de bază variind de la 6,00 la 4,00 m pe măsura creşterii vitezelor. Canalul rapid debuşează într-un bazin disipator de energie. Două galerii de semiadâncime amplasate la baza pâlniei se racordează la compartimentele laterale ale crestei, fiecare din ele având o capacitate de descărcare de 100 m^3/s.

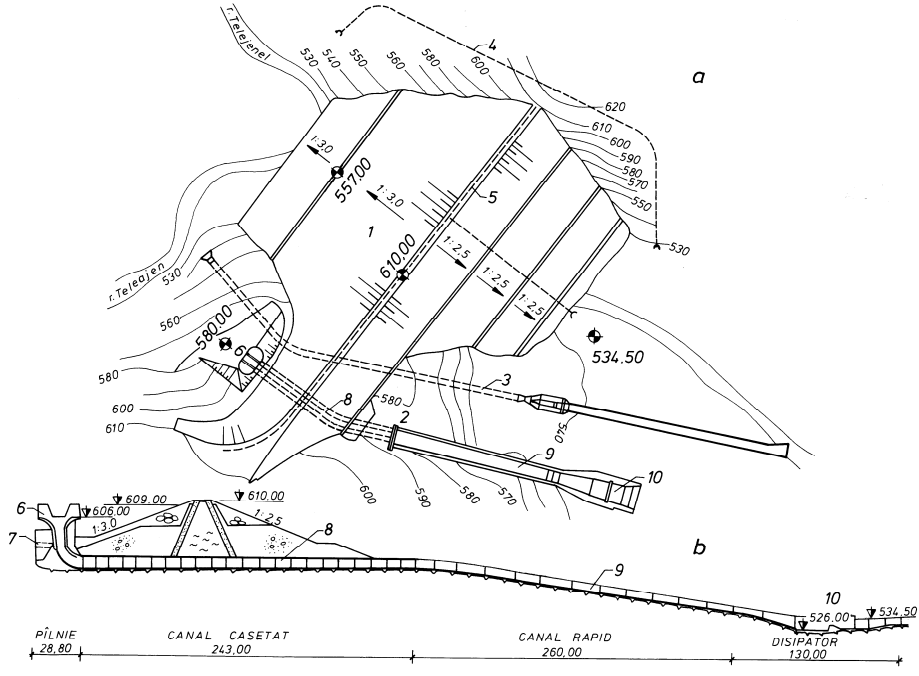


Fig. 6.48. Descărcătorul pâlnie de la barajul Măneciu: *a* - plan de situaţie al nodului hidrotehnic, *b* - secţiune în lung prin descărcător; *1* - corp baraj, *2* - descărcător pâlnie, *3* - golire de fund, *4* - galerie de aducţiune la centrala hidroelectrică *5* - galerie de vizitare, injecţii, drenaj, *6* - pâlnie, *7* - golire de semiadâncime, *8* - canal casetat, *9* - canal rapid deschis, *10* - disipator de energie.

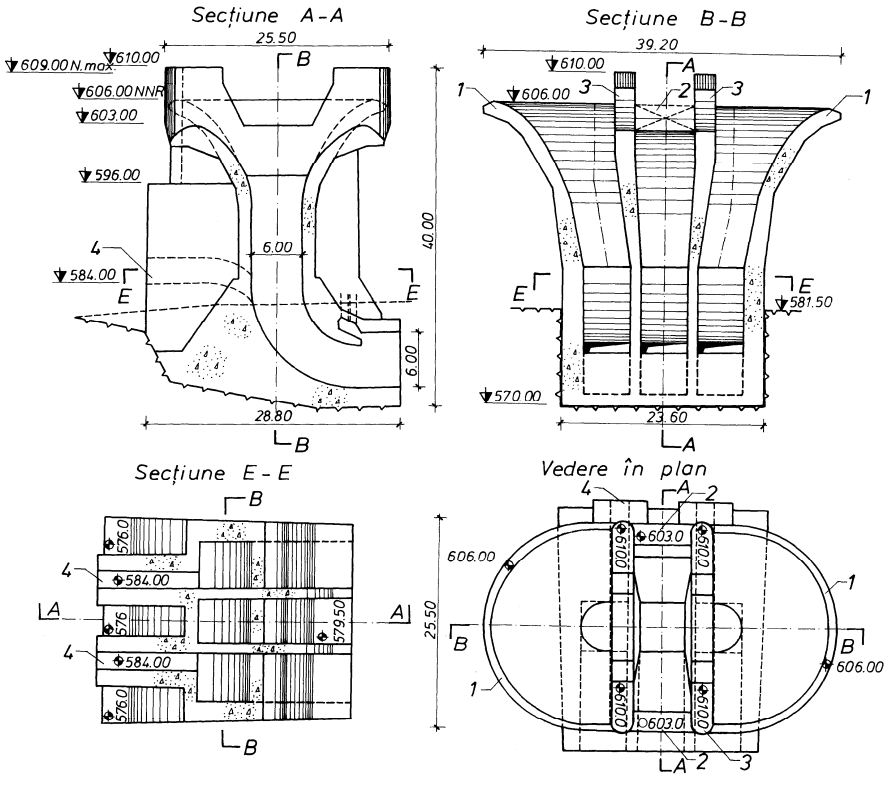


Fig. 6.49. Secţiuni prin pâlnia descărcătorului de ape mari de la barajul Măneciu: *1* - creastă deversantă semicirculară, *2* - deschidere controlată de stavilă clapetă, *3* - pilă de dirijare şi perete de compartimentare, *4* - golire de semiadâncime.

6.5.2. Elemente constructive şi funcţionale

Amplasarea unui descărcător pâlnie este condiţionată de existenţa unei platforme naturale la o cotă convenabilă pe unul dintre versanţi sau în caz contrar de excavarea ei pentru a asigura o repartizare axial simetrică a debitelor admise în pâlnie. Cota platformei pe care este fundată pâlnia se recomandă să fie astfel aleasă încât să permită adoptarea unei înălţimi raţionale a părţii superioare a pâlniei (p), în acord cu relaţia :

$$2R \le p \le (20...25)\ \text{m}\ , \tag{6.50}$$

unde R este raza pâlniei la creastă.

Relaţia (6.50) este valabilă pentru pâlniile cu creastă normală, care sunt construcţii aeriene de tip turn, cu deversorul profilat după forma intradosului lamei de calcul deversante (fig. 6.50). La baraje mai vechi s-au realizat şi pâlnii cu

creastă lată. În acest caz pâlnia este excavată în rocă iar accesul este profilat sub forma unui deversor cu prag lat (fig. 6.51). Pragul lat poate apare ca soluţie indicată în cazul când la creastă se prevăd stavile segment sau sector, care necesită infrastructuri importante şi care se înscriu mai bine pe praguri late. În general nu se recomandă echiparea pâlniei cu stavile.

Poziţia excentrică pe unul dintre versanţi a pâlniei faţa de vale, conduce la variaţii importante ale debitului specific pe circumferinţa pâlniei, şi apariţia de pulsaţii şi mişcări elicoidale în puţ. Pentru combaterea lor se prevăd excavaţii de profilare a versantului în jurul pâlniei aşa cum s-a menţionat mai înainte sau pile (nervuri) radiale de dirijare a curentului (fig. 6.50, fig. 6.51). Aceste măsuri constructive au scopul să asigure un acces uniform, axial simetric al apei în pâlnie.

În anumite cazuri apare raţională reducerea grosimii lamei deversante pentru micşorarea cotei coronamentului barajului şi respectiv a înălţimii barajului. Reducerea grosimii lamei se realizează prin lungirea frontului deversor. Pentru exemplificare în figura 6.52 se prezintă descărcătorul pâlnie de la barajul de pământ Sarno (Algeria).

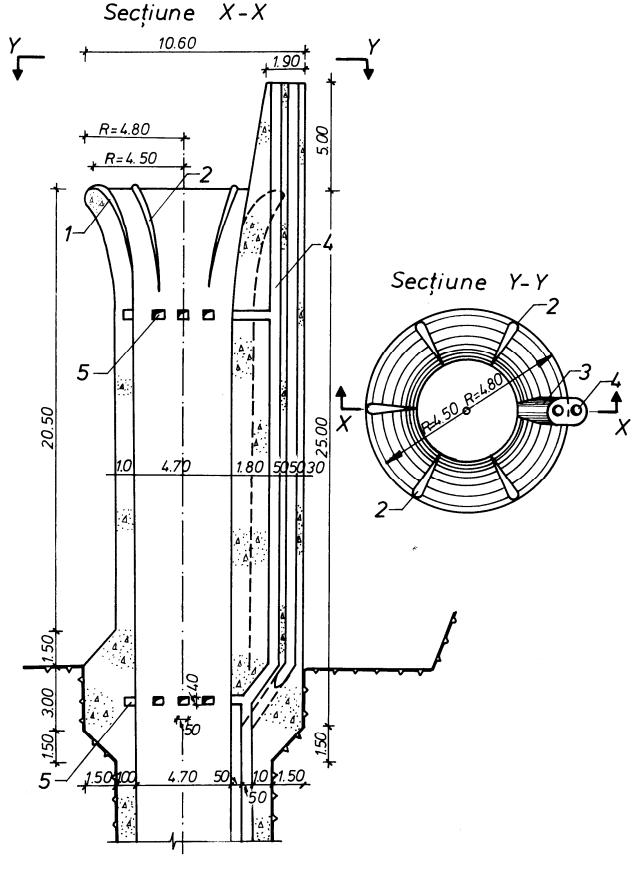


Fig. 6.50. Pâlnie cu creas–tă normală: *1* – deversor profilat după intradosul lamei deversante, *2* – ner–vuri de dirijare, *3* – pilă care înglobează conductele de aerare, *4* – conducte de aerare, *5* – fante de aerare a puţului.

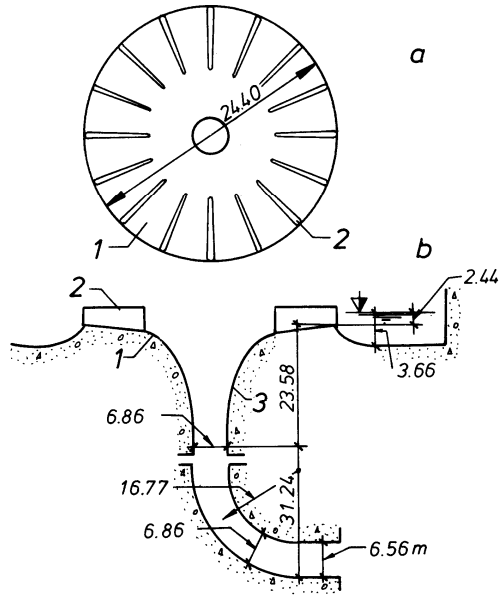


Fig. 6.51. Pâlnie cu creastă lată la barajul Podul Davis (SUA): *a* - vedere în plan, *b* - secţiune longitudinală; *1* - deversor cu prag lat, *2* - pile de dirijare, *3* - zonă de racord la puţ.

Pâlnia descărcătorului are forma unei margarete cu 8 petale, dispuse radial faţa de puţ. Debitul evacuat atinge 360 m^3/s pentru o lamă deversantă cu grosimea de 1,00 m. Capacitatea de evacuare este limitată de puţul descărcătorului şi nu de deversor.

Puţul are secţiune circulară şi diametru constant pentru a uşura execuţia. Traseul lui poate fi vertical sau înclinat. Execuţia puţului vertical este mai comodă, însă la căderi mari, la racordul cu galeria, apare o turbulenţă sporită.

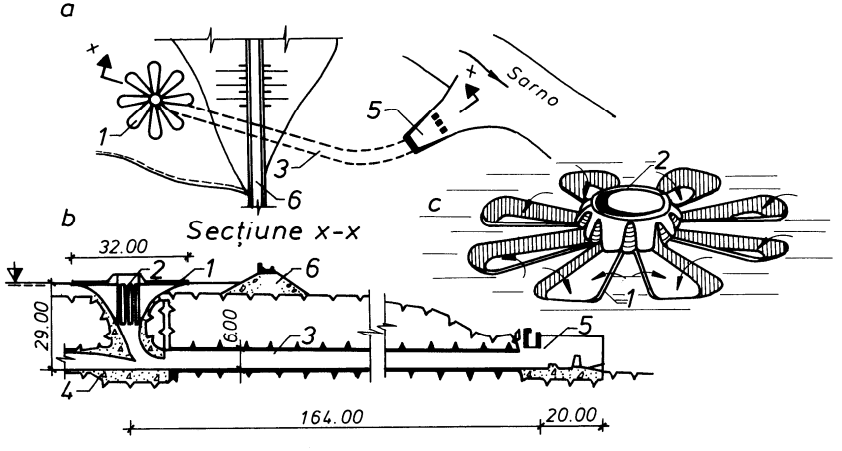


Fig. 6.52. Descărcător pâlnie la barajul Sarno (Algeria): *a* - vedere în plan, *b* - secţiune longitudinală, *c* - pâlnie sub formă de "margaretă"; *1* - contur de deversare, *2* - inel central, *3* - galerie de evacuare, *4* - golire de fund, *5* - disipator, *6* - baraj de pământ.

Racordarea puţului cu galeria de descărcare se face cu raze cât mai mari pentru a evita contracţia curentului şi blocarea cu plutitori. De asemenea, în această zonă se prevăd măsuri speciale de aerare a curgerii pentru limitarea depre–siunilor şi a cavitaţiei. În figura 6.53 se ilustrează o racordare tipică în confor–mitate cu observaţiile prezentate mai înainte.

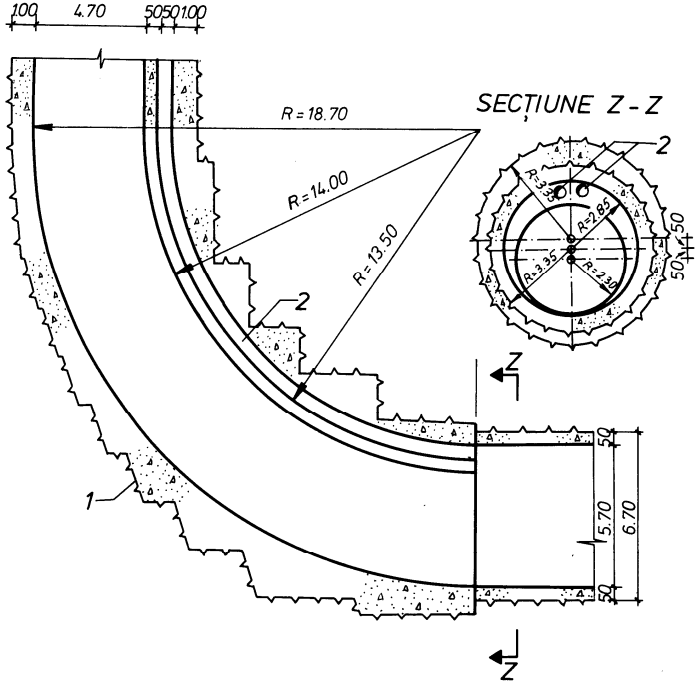


Fig. 6.53. Exemplu de racordare tipică între puţul şi galeria de evacuare a unui descărcător pâlnie: *1* - excavaţie în trepte, *2* - conducte de aerare.

Galeria de descărcare se realizează în multe cazuri prin amenajarea fostei galerii de deviere (fig. 6.47). Dimensiunile galeriei se stabilesc astfel ca ea să funcţi–oneze cu nivel liber, asigurând şi dinspre aval aerarea zonei de racord puţ - galerie.

Zona de debuşare, la fel ca pentru descărcătorii canal (v. punctul 6.4.6) se amenajează cu sisteme tradiţionale de disipare sau cu trambuline.

Experienţa exploatării unor descărcători pâlnie arată că rareori la evacuarea unor debite mai mici decât cel de calcul apar fenomene de instabilitate, însoţite de vibraţii şi de zgomote. La înecarea pâlniei s-a semnalat apariţia unui vortex, care prin antrenare de aer poate micşora cu până la 20% debitul evacuat. Sisteme antivortex - pile, nervuri, pereţi despărţitori - îmbunătăţesc curgerea prin fragmentarea vortexului principal.

Pe traseul puţului, datorită vitezelor mari se produce o puternică emul–sionare a curentului. Debitul de aer înglobat prin emulsionare se separă uneori în porţiunea de galerie din vecinătatea racordului cu puţul. Surplusul de presiune creat

de înecarea pâlniei antrenează punga de aer formată spre aval. La galerii lungi funcţionând sub presiune spre amonte, se pot produce răbufniri periodice din puţ, cu antrenare de stropi de apă până la înălţimi apreciabile.

6.5.3. Calculul hidraulic

Curgerea printr-un descărcător pâlnie este controlată succesiv în funcţie de sarcina hidraulică pe deversorul de creastă, orificiul de intrare în puţ, ansamblul puţ-galerie funcţionând cu curgere sub presiune. O cheie tipică a curgerii printr-un descărcător pâlnie este ilustrată în figura 6.54. Atunci când nivelul apei se găseşte între ordonatele punctelor *a*, *g* curgerea este controlată de capacitatea deversorului de creastă (modelul A); pentru nivele între *g*, *h* controlul se mută la orificiul de intrare în puţ (modelul B), iar pentru cote ale apei mai mari decât ordonata punctului *d*, debitele descărcate corespund cheii debitelor prin ansamblul puţ-galerie funcţionând sub presiune (modelul C).

Caracteristicile curgerii prin descărcătorul pâlnie variază în raport cu dimensiunile corespunzătoare ale diverselor elemente. Schimbând de exemplu diametrul pâlniei, se va schimba curba *ab* şi punctul *g* de pe curba *cd* îşi va modifica poziţia.

Cota lamei de apă de calcul al descărcătorului trebuie limitată la ordonata punctului *e*, în aşa fel încât galeria să lucreze cu curgere liberă şi cu un grad de umplere de maximum 0,75.

Principalele date de bază necesare calculului hidraulic sunt: planul de situaţie cu înscrierea descărcătorului, hidrografele viiturilor cu asigurările corespunzătoare calculelor de dimensionare şi verificare, curba volumelor în lac peste nivelul normal de retenţie. În calcule se ia în considerare efectul de atenuare a viiturii în lac. În figura 6.55 se ilustrează o schemă bloc de calcul hidraulic al unui descărcător pâlnie. Algoritmul de dimensionare-verificare este de tip iterativ dar rapid convergent.

Geometria pâlniei corespunde aliurii intradosului lamei de apă deversante pentru debitul de dimensionare maxim atenuat în lac (defluent). În condiţiile adoptării acestui criteriu, pentru debite inferioare celui de dimensionare, lama de apă se va desprinde de pereţii pâlniei provocând fenomene de cavitaţie. În scopul evitării lor sunt necesare măsuri de aerare satisfăcătoare a intradosului lamei deversante. La debite superioare debitului de dimensionare maxim defluent se acceptă posibilitatea ca orificiul de acces în puţ să preia controlul curgerii prin descărcător. În nici o ipoteză de calcul (dimensionare, verificare) nu se acceptă funcţionarea sub presiune a ansamblului puţ-galerie.

În acord cu algoritmul prezentat în figura 6.55, se face o propunere preliminară a geometriei pâlniei care apoi se îmbunătăţeşte prin corecţii succesive. Orientativ pentru estimarea razei preliminare a pâlniei (R) se poate aplica relaţia:

$$R = (0{,}60 \ldots 0{,}62)\, q^{0,4}, \tag{6.51}$$

unde q este debitul de dimensionare maxim defluent.

Pornind de la observaţia că în general evacuarea prin descărcător a viiturii de dimensionare este puţin influenţată de curgerea în regim de orificiu, în prima iteraţie se lucrează numai cu cheia deversorului (ramura *ag*, fig. 6.54). În final rezultatele se corectează luându-se în consideraţie şi ramura *gd* (fig. 6.54), adică curgerea în regim de orificiu.

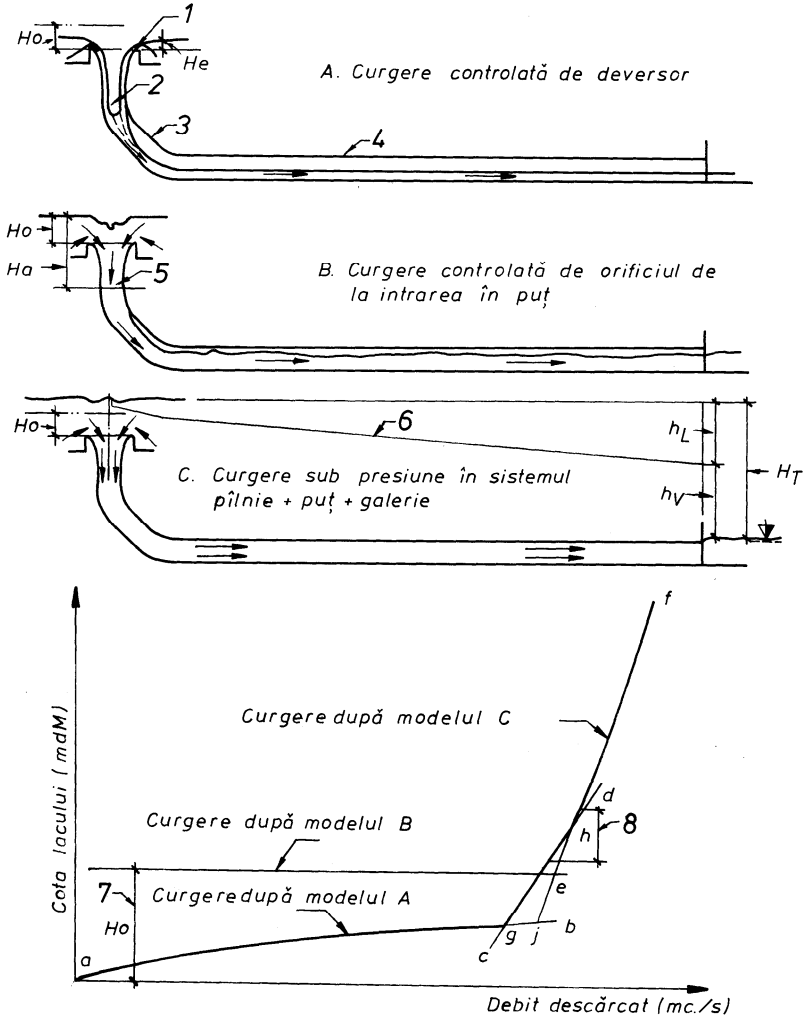


Fig. 6.54. Cheia debitelor şi caracteristicile curgerii într-un descărcător pâlnie: *1* - deversor circular, *2* - pâlnie, *3* - puţ înclinat, *4* - galerie orizontală, *5* - secţiunea de control a curgerii, *6* - linie piezometrică, *7* - grosimea lamei de dimensionare, *8* - niveluri la care curgerea devine pulsatorie.

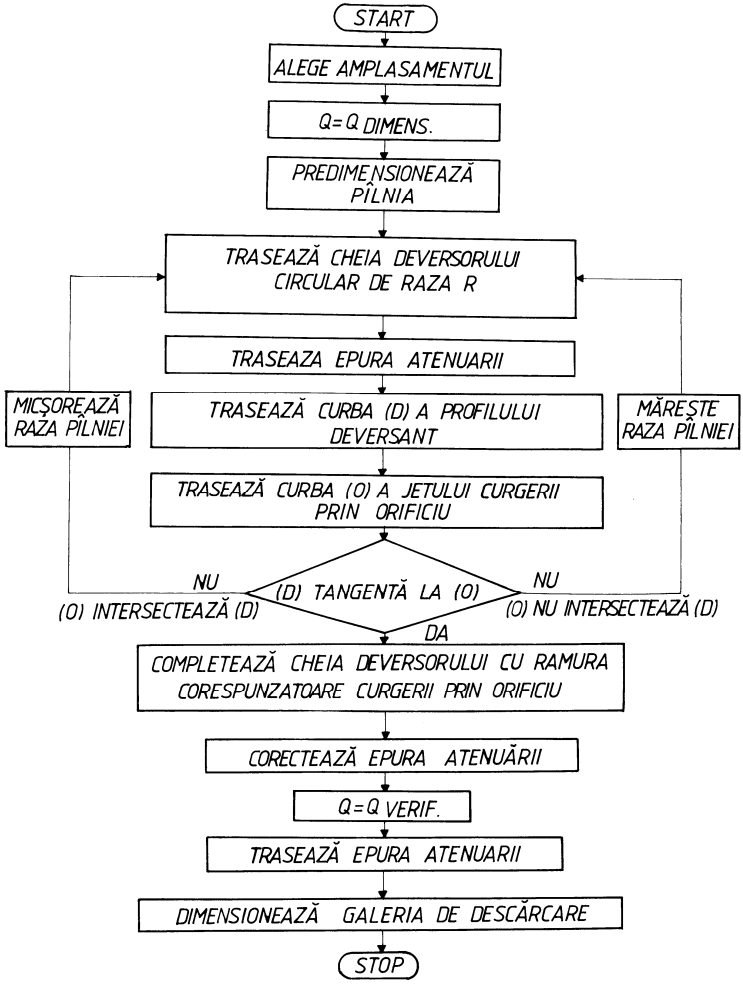


Fig. 6.55. Schemă bloc pentru calculul hidraulic al unui descărcător pâlnie.

Trasarea cheii deversorului pâlniei necesită parcurgerea următoarelor etape:

– stabilirea preliminară a razei la creastă a pâlniei ($\downarrow$ NNR), aplicând spre exemplu relaţia (6.51);

– alegerea mai multor grosimi h ale lamei de apă pe creasta deversorului, pentru fiecare grosime efectuându-se succesiv următoarele operaţii: calculul raportului h/R, determinarea coeficientului de debit m funcţie de raportul h/R (fig. 6.56), calculul coeficientului ε de contracţie laterală (v. punctul 6.2.3), calculul debitului deversant $q(h)$;

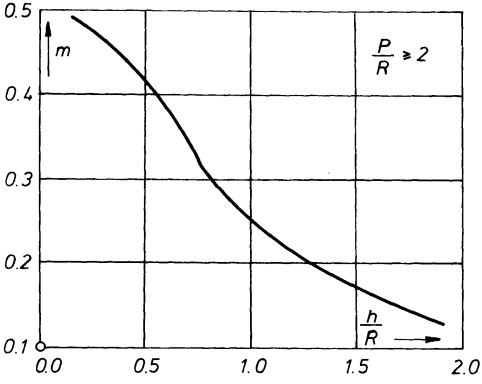


Fig. 6.56. Variaţia coeficientului de debit (m) cu raportul h/R pentru $p/R \geq 2$; h - sarcina pe deversor, R - raza pâlniei la creastă, p - înălţimea pâlniei peste nivelul terenului.

– reprezentarea grafică în sistemul q, h a cheii deversorului pâlniei.

În cazul unui deversor circular, debitul deversat $q(h)$ se calculează cu relaţia (semnificaţia notaţiilor a fost explicată mai înainte):

$$q(h) = 2\pi r \varepsilon m \sqrt{2g}\, h^{3/2}. \tag{6.52}$$

Dacă deversorul are altă formă decât cea circulară sau pe coronament sunt pile de dirijare, lungimea lui se va corecta în consecinţă.

Trasarea cheii curgerii prin orificiu necesită cunoaşterea geometriei pâlniei care urmăreşte intradosul lamei deversante pentru debitul de dimensionare maxim atenuat. Dar acest debit va fi cunoscut numai după efectuarea calculului de atenuare.

În aceste condiţii, aşa cum s-a arătat mai înainte, se recomandă efectuarea unui prim calcul de atenuare a viiturii în lac după cheia deversorului pâlniei. Astfel se determină coeficientul de atenuare a viiturii de dimensionare (c_{at}) şi debitul de dimensionare maxim atenuat (q):

$$q = c_{at}\, Q, \tag{6.53}$$

unde Q este debitul de dimensionare maxim neatenuat (afluent).

Curgerea prin orificii (ramura *gh*, fig. 6.54) este guvernată de relaţia:

$$q(h) = \pi R_T^2 \sqrt{0{,}9 \cdot 2g\,(h + y_T)} \tag{6.54}$$

unde R_T este raza orificiului măsurată la adâncimea y_T sub nivelul normal de retenţie (↓NNR), acolo unde jetul devine tangent la peretele deversorului (fig. 6.57); g este acceleraţia gravitaţiei, iar h sarcina de apă pe deversor.

Jetul se află în cădere liberă la o cotă mai mică decât (↓NNR - y_T).

În urma efectuării calculului de atenuare se determină debitul de dimensionare maxim atenuat q (relaţia (6.53)). Pentru o rază a pâlniei la creastă

cunoscută (R), funcţie de q se determină h, apoi raportul h/R şi geometria pâlniei este unică (fig. 6.58). Pe baza calculelor efectuate se constată că micşorând pe R, scade coeficientul de atenuare, scade debitul defluent maxim şi curba intradosului lamei deversante devine mai abruptă.

În figura 6.57 sunt ilustrate cele trei cazuri posibile între poziţiile relative ale curbei intradosului lamei deversante peste deversor (D) şi ale curbei în plan a jetului scurs prin orificiu (O). Curba (O) se determină cu expresia :

$$r(y) = \sqrt{\frac{q}{\pi\sqrt{0{,}9 \cdot 2g}}}\,(h+y)^{-1/4}\ . \qquad (6.55)$$

Soluţia constructivă corectă corespunde cazului când cele două curbe (D, O) sunt tangente. În acest caz secţiunea respectivă devine secţiunea de control, R_T fiind chiar raza căutată a orificiului. Sub această secţiune curgerea se face după formula curgerii prin orificiu, raza jetului trecut prin orificiu fiind inferioară razei date de curba (D). Geometria pâlniei are forma curbei (D) deasupra punctului de tangenţă T şi a curbei (O) sub cota punctului T (fig. 6.57).

Curba (O) tinde asimptotic la o verticală. Imediat sub orificiul de control sau la o anumită distanţă, curba (O) este înlocuită cu o dreaptă verticală, ea delimitând raza puţului.

Puţul se racordează cu galeria printr-o curbă cu raze de curbură cât mai mari, pentru a permite trecerea plutitorilor şi a limita fenomenele de cavitaţie. Raza în ax a racordului (R_r) se recomandă să îndeplinească relaţia:

$$R_r \geq (3...5)\,D_p\ , \qquad (6.56)$$

unde D_p este diametrul puţului.

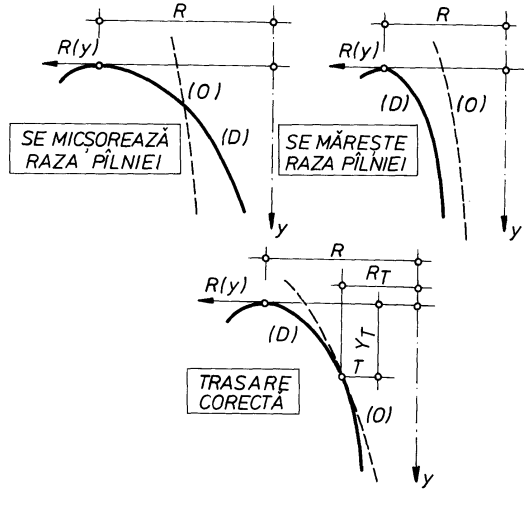


Fig. 6.57. Poziţia relativă a curbelor de trasare (D) şi (O) ale pâlniei.

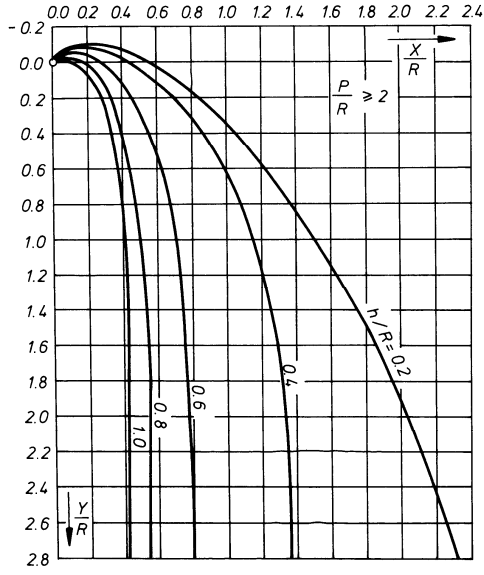


Fig. 6.58. Geometria pâlniei în coordonate relative $\left(\frac{X}{R}, \frac{Y}{R}\right)$ funcţie de raportul h/R; h - sarcina pe deversor, R - raza pâlniei la NNR, p - înălţimea pâlniei pentru nivelul terenului.

Diametrul galeriei descărcătorului se determină în mod obişnuit din condiţia de curgere cu nivel liber pentru orice debit defluent probabil (dimensionare, verificare). Gradul de umplere al secţiunii galeriei, h/D (h - adâncimea apei, D - diametrul interior al galeriei) se limitează la 0,75 sau grosimea pernei de aer de la suprafaţă $(D-h) \geq 40$ cm. Viteza maximă a apei în galerie se limitează la 20...30 m/s.

Calculul hidraulic al galeriei se poate efectua uşor utilizând diagramele din figura 6.59. În acest scop se calculează cu formula Chézy viteza apei la secţiunea plină ($v_{100\%}$) şi apoi debitul corespunzător ($q_{100\%}$):

$$v_{100\%} = C\sqrt{RI}, \quad C = \frac{1}{n}R^{1/6}, \quad R = \frac{D}{4} \tag{6.57}$$

$$q_{100\%} = \frac{\pi D^2}{4} v_{100\%} \ , \tag{6.58}$$

unde C este coeficientul Chézy, n - coeficientul de rugozitate al căptuşelii galeriei, I - panta longitudinală a galeriei, R - raza hidraulică.

Cunoscând pe q, se intră în diagramă cu raportul $q/q_{100\%}$ şi se determină gradul de umplere $\left(\frac{h}{D}\right)$ şi viteza efectivă (v). Dacă valorile obţinute nu îndeplinesc restricţiile impuse se modifică parametrii galeriei (diametru, pantă longitudinală).

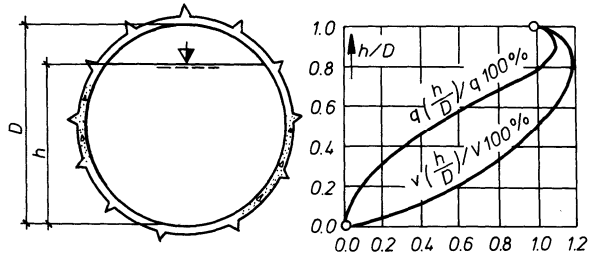


Fig. 6.59. Diagrame de calcul al debitelor şi vitezelor în galerii circulare cu curgere cu nivel liber.

În situaţia excepţională de funcţionare sub presiune a ansamblului puţ+galerie (fig. 6.54,*c*), calculul hidraulic se face ca pentru conducte scurte. Debitul capabil al descărcătorului se determină din condiţia ca suma pierderilor de sarcină distribuite şi locale să fie egală cu diferenţa de nivel dintre bieful amonte şi bieful aval.

6.5.4. Analize structurale la descărcători pâlnie

În situaţiile când pâlnia are înălţime importantă şi este relativ zveltă sunt necesare calcule structurale speciale. Încărcările cele mai importante care trebuie considerate sunt cele din greutatea proprie, presiunea hidrostatică, subpresiune, presiunea vântului şi acţiunea seismică. În mod special se menţionează sensibilitatea acestor construcţii la acţiunea sesimică.

Spre exemplu, cutremurul San Fernando (California, 1971) a provocat prăbuşirea turnului de priză al barajului San Fernando aval şi ale altor două de la amenajarea Van Norman. În toate cazurile ruperea s-a produs la bază, în zona de deasupra blocului de fundare, prin curgerea armăturii întinse şi strivirea betonului precomprimat [17].

În figura 6.60 se prezintă pâlnia descărcătorului barajului Frumoasa ($H = 33\,\text{m}$) care din considerente economice a fost combinată cu turnul de priză şi de manevră a echipamentului hidromecanic.

Pâlnia are diametrul maxim de 13,00 m la cota NNR. Puţul are diametrul de 5,00 m şi se racordează la galeria de descărcare alcătuită din două compartimente dreptunghiulare, fiecare de $2{,}00 \cdot 2{,}50\,\text{m}^2$. Descărcătorul a fost dimensionat pentru $Q_{1\%} = 110\ \text{m}^3/\text{s}$ şi verificat pentru $Q_{0{,}1\%} = 260\ \text{m}^3/\text{s}$.

Unele rezultate ale analizei statice şi seismice efectuate pentru structura din beton armat descrisă mai înainte sunt ilustrate în figurile 6.61 şi 6.62. Calculele s-au efectuat prin metoda elementelor finite în domeniul liniar elastic. Discretizarea structurii s-a făcut cu elemente finite cuadrilatere de tip placă subţire, Fellipa-Clough (v. capitolul 3). În analiza seismică tridimensională după metoda analizei spectrale s-a luat în considerare interacţiunea structură-lichid după principiul maselor adiţionale.

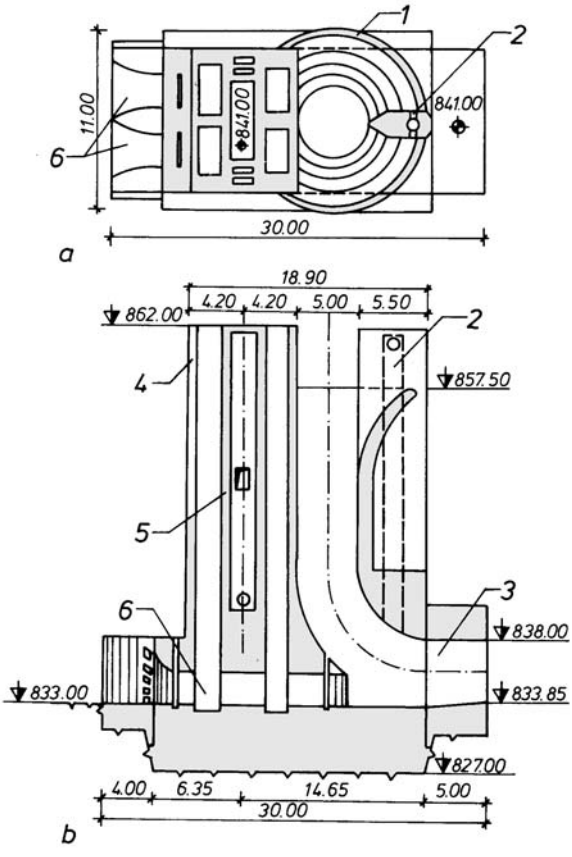


Fig. 6.60. Descărcătorul pâlnie combinat cu turnul de priză de la barajul Frumoasa: *a* - vedere în plan, *b* - secţiune longitudinală, *1* - creasta deversorului, *2* - pilă care înglobează conducta de aerare, *3* - galerii de evacuare, *4* - turn de priză, *5* - fereastră de prelevare a apei, *6* - goliri de fund.

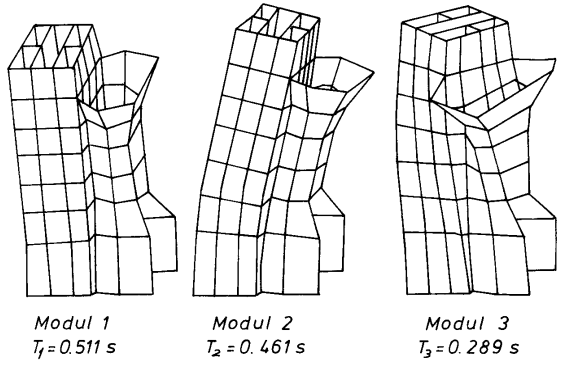


Fig. 6.61. Descărcătorul pâlnie şi turnul de priză de la barajul Frumoasa: primele trei moduri proprii în ipoteza lac plin.

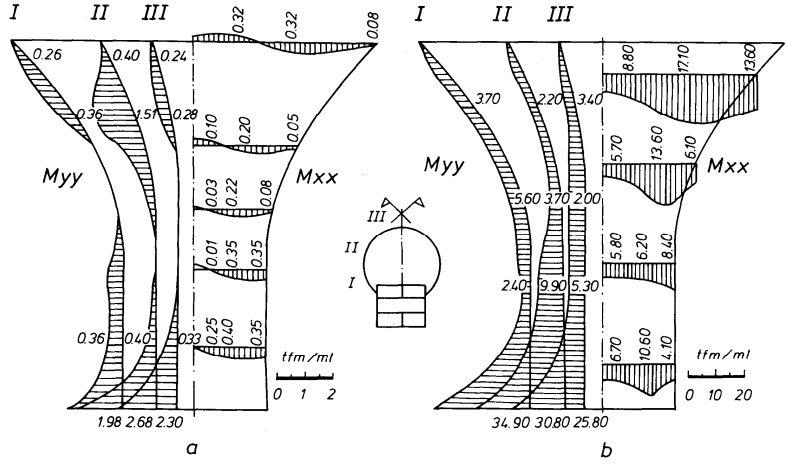


Fig. 6.62. Momente de încovoiere meridiane (Myy) şi inelare (Mxx) în pâlnia barajului Frumoasa produse din: *a* - greutatea proprie, *b* - acţiunea seismică orizontală, amonte-aval de 0,1 g, lac plin.

Analiza modurilor proprii de vibraţie în ipoteza lac plin (perioada fundamentală $T_1 = 0{,}511\,\text{s}$) conduce la încadrarea structurii analizate în categoria celor semirigide. Rigiditatea minimă a structurii rezultă pe direcţia normală în raport cu planul format de axele turnului de priză şi pâlniei.

Diagrame comparative ale momentelor de încovoiere meridiane (verticale, Myy) şi inelare (orizontale, Mxx) din greutatea proprie şi acţiunea seismică orizontală amonte-aval de 0,1 g în ipoteza lac plin, se pot urmări în figura 6.62.

Valorile momentelor încovoietoare sunt în general moderate, dar neneglijabile; de exemplu pentru cutremurul de calcul de $0{,}1g$ considerat, Myy_{max} = 349 kNm/ml, $Mxx_{max.}$ = 171 kNm/ml, Mxy_{max}= 155 kNm/ml. Momentele de torsiune (Mxy) produse din acţiunea seismică au valori apropiate pe înălţimea structurii. Solicitările de momente încovoietoare (Mxx, Myy) din greutatea proprie sunt aproximativ 1/10 din cele produse de acţiunea seismică.

6.6. Evacuatori de fund şi intermediari

6.6.1. Funcţii şi tipuri

Evacuatorii de fund şi intermediari îndeplinesc funcţii esenţiale pentru asigurarea siguranţei în exploatare a barajului. Cele mai importante dintre acestea sunt următoarele:

– golirea lacului de acumulare în caz de necesitate într-un timp limită stabilit;

– controlul nivelurilor la prima umplere a lacului şi în exploatare;

– nedepăşirea unor niveluri maxime admise în amonte şi în aval pentru evitarea inundaţiilor şi pagubelor în timpul viiturilor sau din cauza funcţionării evacuatorilor la capacităţile maxime;

– evacuarea prin goliri a depunerilor din zona prizei de apă a golirii, în cazul decolmatării hidraulice a lacului; evacuarea prin antrenare hidrodinamică a depunerilor din albie din aval de baraj pentru menţinerea capacităţii de scurgere a acesteia;

– utilizarea golirilor pentru folosinţe multiple (devierea apelor în timpul construcţiei barajului, aducţiuni pentru centrale-baraj sau centrale amplasate în zona piciorului aval al barajului).

Descărcătorii de adâncime pot fi realizaţi sub formă de galerii de golire (amplasate în versanţi) sau conducte de golire (amplasate în corpul barajului). La barajele înalte se utilizează destul de frecvent şi goliri intermediare (amplasate la cote între ↓ NNR şi ↓ golirilor de fund) pentru controlul nivelurilor în lac şi evacuarea apelor mari. Lucrând la presiuni mai reduse, costul căptuşelii şi al vanelor de închidere a golirilor intermediare se reduce mult. În cazul barajelor masive de beton, soluţia cu descărcători de adâncime realizaţi prin conducte de golire este aplicată foarte frecvent. În cazul barajelor din materiale locale mai frecvente sunt soluţiile cu galerii de golire, amenajate pe traseul galeriilor de deviere din timpul construcţiei barajului. În amplasamentele de baraje din materiale locale cu condiţii geologice (roci slabe) sau morfologice (versanţi cu pante line) nefavorabile, descărcătorii de adâncime pot fi realizaţi sub formă de conducte de golire.

6.6.2. Conducte de golire

În proiectarea conductelor de golire trebuie considerate următoarele probleme de bază: alegerea cotei de intrare în conductă şi stabilirea sarcinii hidraulice de calcul; rezolvarea intrării; stabilirea traseului, dimensiunilor şi

căptuşelii conductei; determinarea vitezelor de curgere prin conductă; alegerea tipurilor şi dispunerii vanelor (stavilelor) batardou şi de serviciu pentru controlul curgerii; stabilirea sistemului de disipare a energiei apei descărcate.

Un exemplu de realizare constructivă a unei conducte de golire este ilustrat în figura 6.63 pentru barajul Izvorul Muntelui - Bicaz (golirea este compusă în total din 4 conducte cu diametrul de 2,50 m). Alte exemple sunt prezentate în figura 6.64 pentru barajele Libby ($H_b = 124$ m) şi Pit 7 ($H_b = 69{,}5$ m) din SUA [18], [19].

Conductele de golire se realizează în mod obişnuit din oţel sudat, în secţiuni circulare cu ϕ 2,00...4,00 m. În acest mod se evită apariţia unor eforturi exagerate în căptuşeală din presiunea hidrostatică şi costuri prea ridicate pentru organele de închidere a golirilor (vane batardou şi de serviciu). În vederea creşterii siguranţei în exploatare, la barajele de beton cu înălţimi $H > 40$ m şi volume de lac mai mari de 10^6 m^3 se recomandă să se prevadă cel puţin două conducte de golire independente. Numărul lor maxim în condiţii obişnuite se limitează la 4...5. În secţiunea cea mai îngustă de pe traseul conductei de golire viteza apei nu trebuie să depăşească 40 m/s.

Cota radierului prizei de apă a conductelor de golire se amplasează la nivelul superior al volumului mort al lacului de acumulare, calculat astfel încât să poată prelua volumul prognozat al depunerilor pe perioada normată de funcţionare a amenajării, dacă nu se prevăd decolmatări periodice a lacului. Înălţimea apei deasupra părţii superioare a prizei trebuie să fie de 2,5...3,0 ori diametrul conductei de golire, pentru a împiedica sucţiunea plutitorilor şi gheţii sau formarea unor pungi de aer în timpul funcţionării. Intrarea în golire este protejată cu un grătar rar cu lumina de 1/4...1/5 din dimensiunea minimă a secţiunii de curgere (diametrul sau lăţimea vanei de închidere). Viteza admisibilă prin grătar, raportată la secţiunea brută, se recomandă de 1...2 m/s. În figura 6.65 sunt ilustrate două exemple tipice de grătare de formă paralelipipedică şi cilindrică.

Racordarea între secţiunea de intrare şi secţiunea curentă a conductei de golire se face după curbe care modelează liniile de curent ale curgerii, pentru limitarea fenomenului de cavitaţie.

În figura 6.66 se prezintă patru tipuri de racordare uzuale pentru viteze mari de curgere. Schema şi formula de racordare conform figurii 6.66,*a* se aplică când secţiunea de intrare este circulară. Schemele şi formulele conform figurii 6.66 *b*,*c*,*d* se aplică pentru secţiuni de intrare dreptunghiulare care sunt apoi micşorate pe patru, trei şi respectiv o latură. Curbele de racordare cele mai recomandate sunt cele eliptice (fig. 6.66,*d*) în cazuri speciale putând fi aplicate şi alte forme.

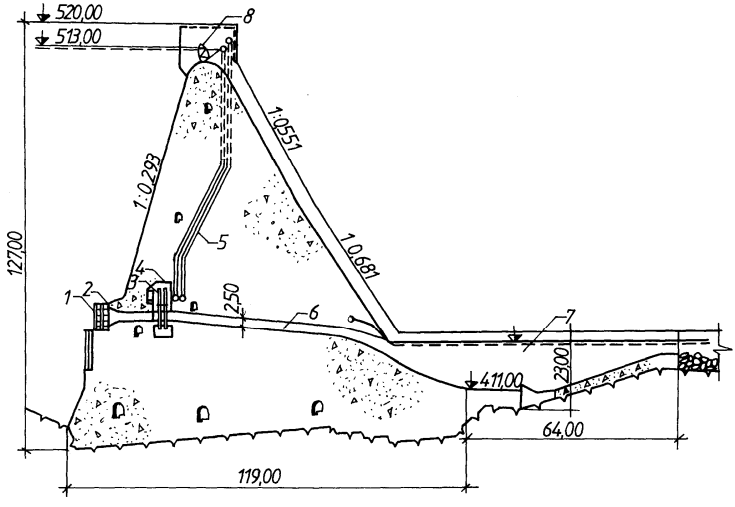


Fig. 6.63. Golire de fund la barajul Izvorul Muntelui - Bicaz: *1* - grătar rar, *2* - zonă de racord, *3* - vane plane ochelari, *4* - casă de vane, *5* - conducte de aerisire, *6* - conductă de golire, *7* - disipator, *8* - stavilă segment.

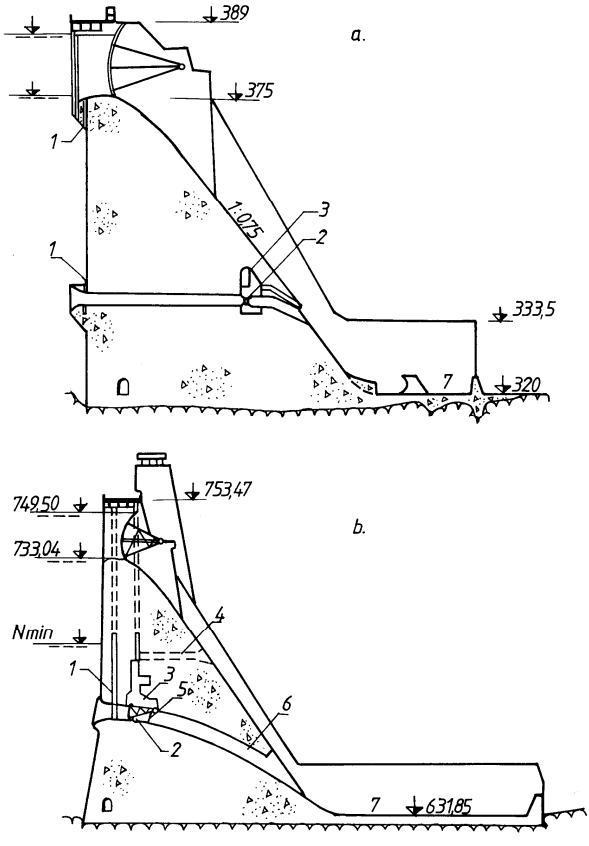


Fig. 6.64. Goliri de fund la barajele: *a* - Pit 7 şi *b* -Libby; *1* - nişă pentru vană plană batardou, *2* - vană de serviciu, *3* - casa vanelor, *4* - conductă de aerisire, *5* - limita căptuşelii de oţel, *6* - secţiune dreptunghiulară de 3,05 m lăţime şi 6,71 m lungime, *7* - bazin disipator de energie.

Organele de închidere a golirilor de fund pot fi din punct de vedere funcţional de următoarele tipuri:

– vane de serviciu (de lucru) pentru închiderea - deschiderea golirii de fund în perioada de construcţie şi exploatare; ele se manevrează în curent, sub presiune şi pot fi vane de reglaj care lucrează şi în poziţii intermediare de deschidere şi vane care lucrează numai în poziţiile complet deschise sau complet închise;

– vane de avarie pentru închiderea golirii în cazul avariei vanei de serviciu, care se manevrează în curent numai în cazul că vana de serviciu s-a avariat şi nu închide deschiderea;

– vane de reparaţie sau batardouri pentru punerea la uscat a golirii de fund faţă de bieful amonte sau aval, care se manevrează în apă liniştită (cu presiuni egale şi de sens contrar pe ambele părţi ale vanei).

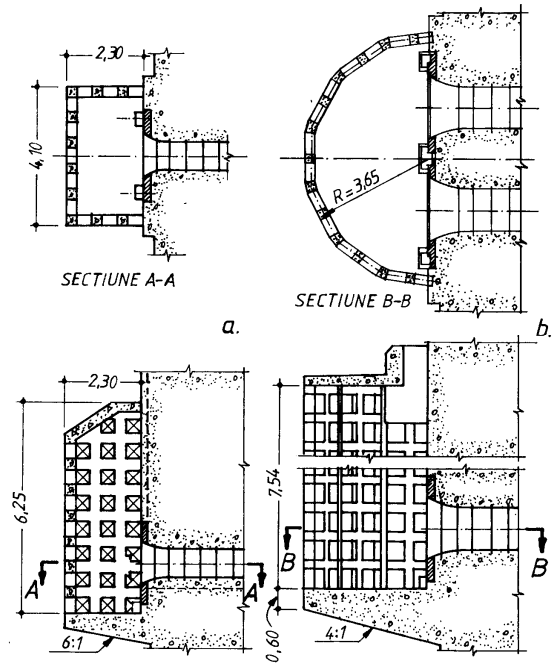


Fig. 6.65. Grătare tipice la conducte de golire: *a* - de formă paralelipipedică, *b* - de formă cilindrică.

Alegerea tipului şi numărului de vane, precum şi dispunerea lor pe golire depinde de mărimea presiunii pe vană, dimensiunile şi tipul golirii, cerinţelor impuse de exploatare. Pentru închiderea orificiilor cu suprafaţă mai mare de 16 m^2 se recomandă ca vană de lucru vana segment, eventual vana plană. Vanele de serviciu pentru orificiile cu suprafaţă cuprinsă între 4...16 m^2 pot fi vane plane sau vane segment iar dacă vana este amplasată la capătul aval al golirii, vană conică sau vană inelară (de tip Johnson). Pentru orificiile cu suprafeţe mai mici de 4 m^2 pot fi utilizate ca vane de lucru toate tipurile de vane. Pentru vane de avarie şi de reparaţie se recomandă a se utiliza vane plane, iar la capătul aval al golirii şi vane fluture.

Dimensiunile vanelor vor fi cele standardizate pe baza experienţei existente, numai în cazuri bine justificate se admit soluţii speciale nestandardizate. În România, în domeniul vanelor de serviciu există o bună experienţă în echiparea golirilor cu vane în carcasă, alunecătoare de dimensiuni $1{,}70 \cdot 2{,}40$; $1{,}50 \cdot 2{,}00$; $1{,}18 \cdot 1{,}70$ m^2, la presiuni maxime de 32...160 metri coloană de apă.

Golirile de fund se echipează uzual cu două organe de închidere şi anume: o vană de avarie şi de reparaţie dispusă în amonte şi o vană de lucru dispusă în aval. Uneori din considerente economice în locul vanei de avarii şi de reparaţie se prevede un batardou. Vanele de avarie şi de reparaţie şi uneori şi vanele de serviciu se prevăd cu conducte de ocolire (*by pass*) în scopul egalizării presiunii pe cele două feţe. Secţiunea conductei în dreptul vanelor poate ramâne constantă sau se micşorează treptat (confuzor) până în dreptul vanei şi apoi revine treptat la secţiunea curentă (difuzor).

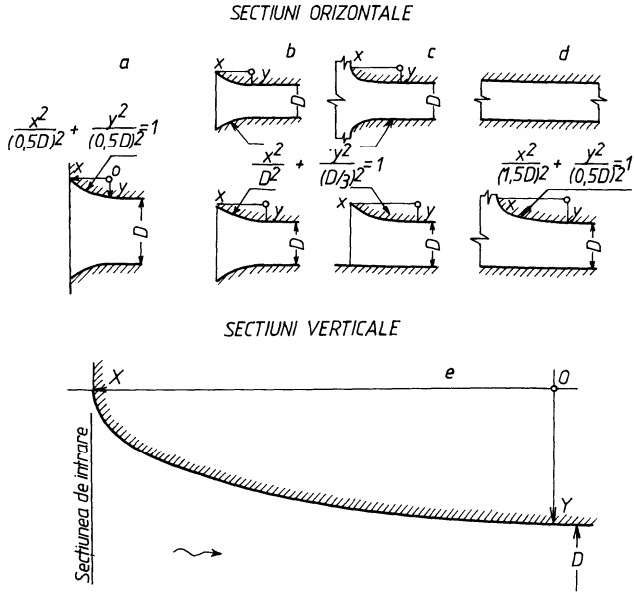


Fig. 6.66. Forme de racordare în zona de intrare a golirilor de fund, pentru viteze mari: *a* - pentru secţiune circulară de intrare, *b*, *c*, *d*, - pentru secţiune dreptunghiulară de intrare, *e* - curbă tipică de racordare; *D* - diametrul conductei pentru secţiuni circulare, înălţimea conductei pentru curbele de racordare verticale, respectiv lăţimea pentru curbele orizontale la secţiuni dreptunghiulare.

Vanele sunt amplasate în case de vane, ale căror dimensiuni se aleg funcţie de gabaritele necesare pentru montajul, manevra şi executarea reparaţiilor la vane, precum şi pentru adăpostirea în condiţiile prevăzute de norme ale echipamentelor şi instalaţiilor anexă (instalaţii electrice, canale de cable şi conducte, gospodărie de ulei, ventilaţii, instalaţii pentru epuizarea apelor de infiltraţii, accese etc.). Poziţia casei de vane pe traseul conductelor de golire poate fi în zona imediat aval după terminarea racordului de la intrare sau la capătul aval (debuşare) al conductei. Situaţia primă este avantajoasă din punct de vedere a reducerii relative a lungimii conductei care se află permanent sub presiune hidrostatică, dar vanele lucrează în condiţii hidraulice mai grele (din cauza dificultăţilor de asigurare a unei aerisiri corespunzătoare) şi costul lucrărilor de acces la casa de vane creşte. Amplasarea casei de vane la capătul aval al conductei este preferabilă în cazul barajelor zvelte, cum sunt de exemplu cele arcuite.

Golirile de fund sunt prevăzute cu conducte de aerisire pentru situaţiile când mărimea depresiunilor pe conductă este mai mare de 0,5...1,0 metru coloană de apă. Viteza aerului în conductele de aerisire nu va depăşi 60 m/s.

Zona de debuşare a conductelor de golire se racordează la lucrările de disipare (fig. 6.63, fig. 6.64). Zona cotului de racordare este periclitată de producerea unor depresiuni, respectiv a cavitaţiei, fenomen care se amplifică cu cât ieşirea din conductă se face la o cotă mai joasă. Pentru prevenirea fenomenului se recomandă ovalizarea secţiunii de ieşire (axa verticală a elipsei se ia de circa 85% din diametrul cercului, iar suprafaţa elipsei este egală cu cea a cercului). Ovalizarea secţiunii de ieşire este recomandabilă şi pentru efectele disipative suplimentare asupra lamei de apă descărcate.

În cazul barajelor cu contraforţi golirea se poate dispune în corpul contrafortului sau între contraforţi. În utimul caz este recomandabilă înglobarea conductei metalice într-o căptuşeală groasă de beton armat pentru diminuarea vibraţiilor în timpul funcţionării.

Probleme deosebite apar la conductele de golire prin corpul barajelor din materiale locale. Asemenea conducte se execută din beton armat sau precomprimat şi traversează corpul barajului la nivelul albiei.

În figura 6.67 sunt ilustrate mai multe exemple de goliri de fund situate în corpul barajelor de pământ. Conductele sunt executate din tronsoane de 10...12 m lungime pentru a se putea adapta, fără să fisureze cu eventualele tasări diferenţiate ale terenului de fundare. Dacă sunt probabile tasări diferenţiate mari, conducta de golire se poate plasa într-un tunel purtător de conducte (fig. 6.67,*c*). O atenţie deosebită trebuie acordată etanşării rosturilor dintre tronsoane. Infiltraţiile concentrate prin fisuri sau etanşări nereuşite pot produce spălări de material din corpul barajului şi amorsa avarii foarte grave, până la ruperea barajului.

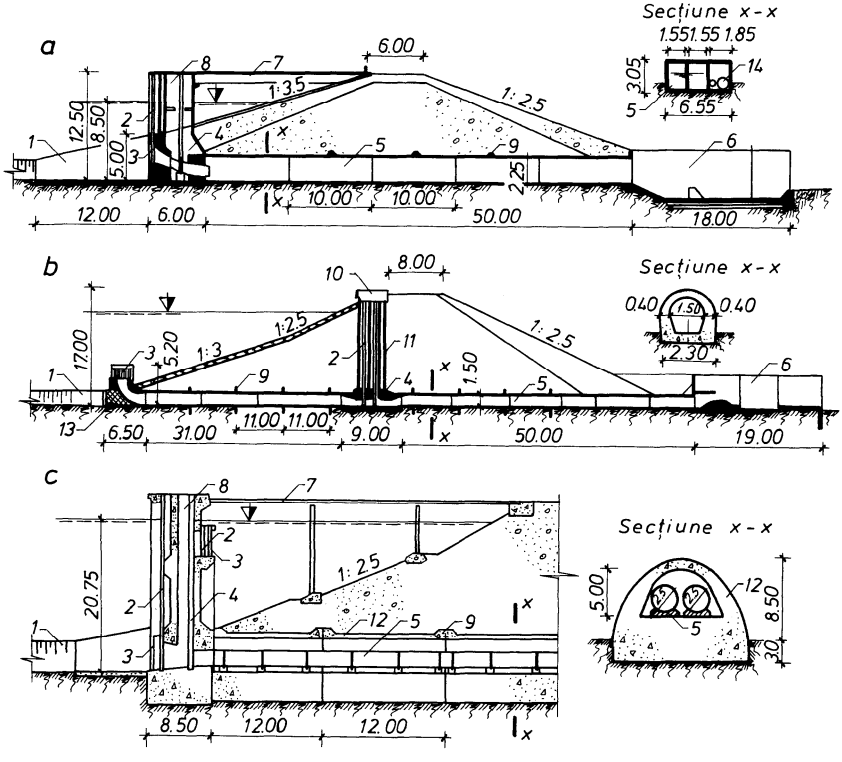


Fig. 6.67. Conducte de golire la baraje de pământ: *a* - cu turn amonte, *b* - cu puţ de acces, c - cu turn de manevră şi tunel purtător de conducte; *1* - şenal de acces, *2* - vană batardou, *3* - grătar, *4* - vană de manevră, *5* - conductă de golire, *6* - disipator, *7* - pasarelă de acces, *8* - turn de manevră, *9* - diafragme pentru lungirea drumului apei, *10* - puţ de acces, *11* - tubaţie de aerare, *12* - tunel purtător de conducte, *13* - dop de beton, *14* - aducţiune.

6.6.3. Proiectarea structurală a conductelor de golire

Proiectarea structurală a unei conducte de golire este dependentă de caracteristicile şi particularităţile elementului structural care se analizează, sarcina hidraulică, starea de eforturi în zona din corpul barajului în care elementul respectiv este înglobat. Criteriile de proiectare pentru fiecare element al conductei de golire trebuie să fie în conformitate cu condiţiile de lucru în exploatare sau care pot să apară în orice moment pe durata de serviciu a elementului structural respectiv.

O structură de grătar indiferent de tip trebuie să fie calculată la diferenţa de sarcină hidrostatică (pierderea de sarcină prin grătar) datorită înfundării parţiale a interspaţiilor dintre bare cu plutitori sau colmatării lor parţiale în timp. După normele BUREC din SUA [4] diferenţa de sarcină hidrostatică se alege în funcţie de amplasamentul grătarului şi sensibilitatea lui la înfundare parţială dar nu mai puţin de 1,52 m. După normativele din România diferenţa de sarcină hidrostatică (Δh_g) se stabileşte de 6 m pentru grătarele fixe cu curăţire anuală şi 12 m pentru grătarele fixe cu curăţire multianuală.

Sarcina de calcul pe grătar (p) se consideră uniform distribuită şi acţionând normal pe suprafaţă:

$$p = \gamma_a \cdot \Delta h_g \tag{6.59}$$

unde γ_a este greutatea volumetrică a apei.

Încărcările din temperatură trebuie de asemenea să fie investigate. Dacă grătarul se va găsi uneori peste cota oglinzii apei în zone unde se produce îngheţul, el trebuie calculat la încărcările laterale din presiunea gheţii. În asemenea situaţii trebuie de asemenea considerate încărcările din gheaţă datorită expansiunii verticale şi încărcările verticale aplicate pe structură din gheaţa formată pe barele grătarului.

O ipoteză uzuală pentru calculul căptuşelii metalice a conductelor de golire este să nu se considere conlucrarea cu betonul din corpul barajului. Această ipoteză conservatoare se justifică prin diferenţa de temperatură existentă între apa relativ mai rece care trece prin conductă şi masa de beton învecinată relativ mai caldă. În aceste condiţii în masa de beton din imediata vecinătate a căptuşelii se produc eforturi de întindere şi căptuşeala are tendinţa de desprindere din masa de beton.

De asemenea, golul produs de conductă în corpul barajului alterează distribuţia eforturilor în baraj în zona învecinată conductei, cu tendinţe de apariţie a unor eforturi de întindere în beton. Suplimentar, aplicarea bruscă a sarcinii hidraulice va cauza eforturi de întindere la periferia conductei. Eforturile de întindere menţionate mai înainte şi posibilele fisuri ale betonului se extind obişnuit la distanţe mici de la căptuşeala metalică a conductei. De aceea în practica obişnuită se armează numai betonul adiacent deschiderii.

Cea mai uzuală metodă pentru evaluarea stării de eforturi în betonul din zona adiacentă conductelor de golire este metoda elementelor finite. Unele rezultate obţinute din analiza tridimensională prin metoda elementelor finite a stării de eforturi în betonul din zona învecinată conductei de golire de la barajul Grand Coulee - amonte ($H_b = 61{,}3$ m, SUA) sunt prezentate în figura 6.68. Încărcările exterioare considerate au fost cele din greutatea proprie, presiunea hidrostatică, subpresiunea pe talpa barajului şi presiunea hidrostatică radială în conducta de golire şi puţul vanelor de închidere. Sunt de remarcat zonele cu eforturi de întindere care apar în planuri verticale transversale pe axul conductei.

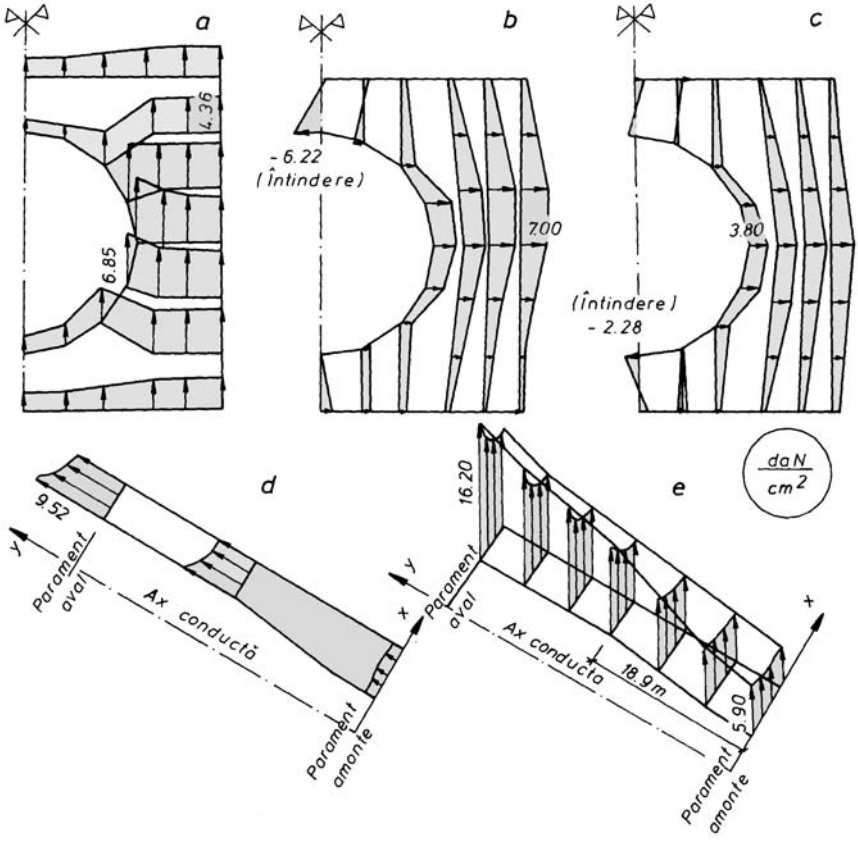


Fig. 6.68. Eforturi în betonul adiacent conductei de golire a barajului Grand Coulee - amonte, evaluate prin metoda elementelor finite: *a* - eforturi verticale pe paramentul aval, *b* - eforturi orizontale pe parametul aval, *c* - eforturi orizontale într-o secţiune verticală la 18,9 m de paramentul amonte, *d* - eforturi tangenţiale într-un plan orizontal prin axul conductei, *e* - eforturi verticale într-un plan orizontal prin axul conductei (+compresiuni în daN/cm^2).

6.6.4. Galerii de golire

Galeriile de golire se aplică în cazul barajelor din materiale locale când nu se justifică soluţia cu conductă prin corpul barajului. Soluţia apare uneori şi în cazul barajelor de beton, în special la cele arcuite, pentru a evita practicarea golurilor în baraj. Galeriile de golire se amenajează de obicei pe traseul galeriilor de deviere din timpul construcţiei barajului.

În figura 6.69 se prezintă înscrierea în plan şi o secţiune în lung prin golirea de fund a barajului Vidra-Lotru. Galeria de golire asigură evacuarea unui debit de 110 m^3/s când lacul se găseşte la nivelul normal de retenţie (cădere de sarcină 112 m). Constructiv galeria este alcătuită din trei tronsoane:

– tronsonul amonte de casa vanelor, constituit dintr-o galerie blindată cu diamentrul de 2,5 m şi lungimea de 182 m;

– tronsonul înclinat cu 16° faţă de orizontală, situat îmediat în aval de casa vanelor, cu căptuşeală din beton armat şi diametru de 5,15 m;

– tronsonul aval, orizontal situat în continuarea tronsonului inclinat cu diametrul de 5,15 m şi lungimea de 305 m.

Tronsonul aval este amenajat în fosta galerie de deviere pe perioada construcţiei barajului, prin executarea unei căptuşeli de beton.

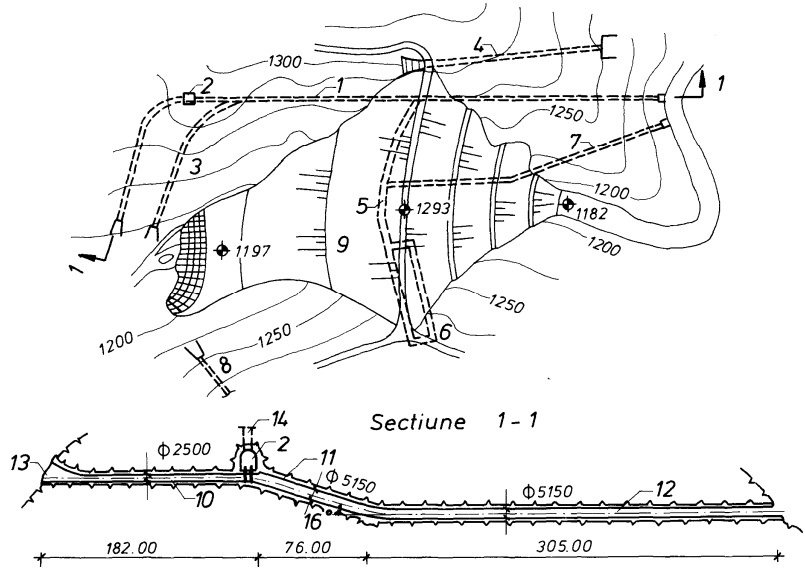


Fig. 6.69. Golire de fund la barajul Vidra-Lotru: *1* - golire de fund, *2* - casă de vane, *3* - galerie de deviere, *4* - galerie de descărcare, *5* - galerie de vizitare, injecţii, drenaj în fundatia barajului, *6* - galerii de drenaj, mal drept, *7* - galerie de drenaj şi acces, *8* - aducţiune, *9* - corp baraj, *10* - galerie blindată şi betonată ϕ 2500 mm, *11* - galerie înclinată betonată ϕ 5150 mm, *12* - galerie orizontală betonată ϕ 5150 mm, *13* - priză de apă cu grătar rar, *14* - puţ de acces la casa de vane

Barajul Vidraru-Argeş este prevăzut cu două goliri de fund cu diametrul de 4,20 şi 5,20 m (fig. 6.70). Golirea nr. 1 s-a amenajat pe traseul fostei galerii de deviere iar golirea nr. 2 în fostul tunel de cale ferată îngustă care asigura accesul spre amonte. Prizele de apă ale golirilor sunt situate la 20 şi respectiv 40 m deasupra talvegului pentru a asigura volumul de aluvionare. Accesul în prize este controlat de grătare, vanele de gardă se situează mai către aval. Amenajarea a intrat în exploatare în anul 1966.

În anul 1974 cu ocazia unor lucrări de revizie la vana plană de la golirea nr. 2, când golirea era închisă de vana Johnson situată la capătul ei aval, s-a produs o alunecare de versant care a inclus zona de galerie în amonte de vana Johnson. Lucrările de reparaţii după accident au constat în blindarea cu virole metalice a tronsoanelor din amonte de casa vanelor la ambele galerii şi umplerea cu beton a interspaţiului dintre ele şi căptuşeala dinainte. Golirea nr. 2 a fost blindată cu conductă metalică şi pe tronsonul dintre casa de vane şi vana Johnson, recondiţionată şi reamplasată pe aliniametul iniţial (fig. 6.70,*c*).

Uneori se prevăd admisii la diverse niveluri, pentru eventualitatea că intrările de la cote inferioare ar fi colmatate de depuneri. O ilustrare a acestei concepţii poate fi urmărită pentru barajul San Gabriel nr. 2 (SUA) (fig. 6.71).

În cazul barajelor de înălţimi mari se recomandă eşalonarea golirilor de fund pe înălţime. Amplasarea unor goliri la cote intermediare este avantajoasă economic prin reducerea costurilor căptuşelii şi vanelor, datorită reducerii presiu–nilor de serviciu.

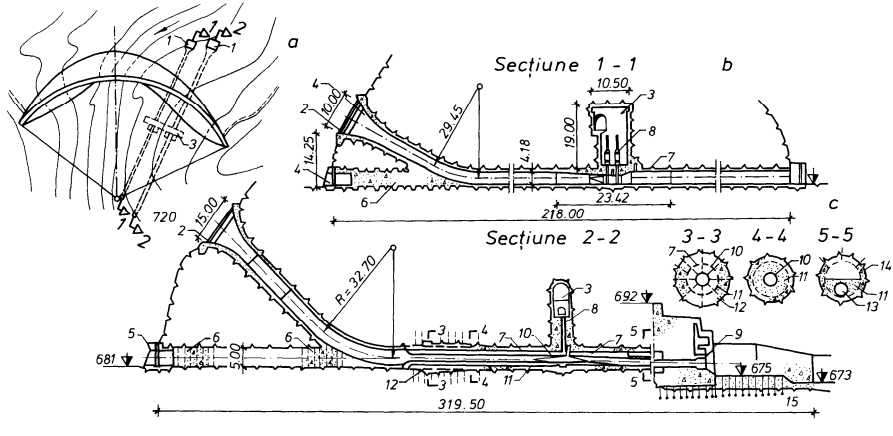


Fig. 6.70. Galeriile de golire de la barajul Vidraru: *a* - înscriere în plan; *b* - golirea nr. 1, *c* - golirea nr.2; *1* - priza de apă, *2* - grătar, *3* - casa de vane, *4* - galerie de deviere, faza I-a, *5* - galerie de deviere faza II-a, *6* - dop de beton, *7* - zonă blindată iniţial ϕ 5200 mm, *8* - vană plană, *9* - vană Johnson, *10* - conductă metalică ϕ 2500 mm (remediere); *11* - căptuşeală din beton simplu, *12* - injecţii de legătură, *13* - conductă metalică ϕ 1800 mm (remediere), *14* - drenaje, *15* - ancore.

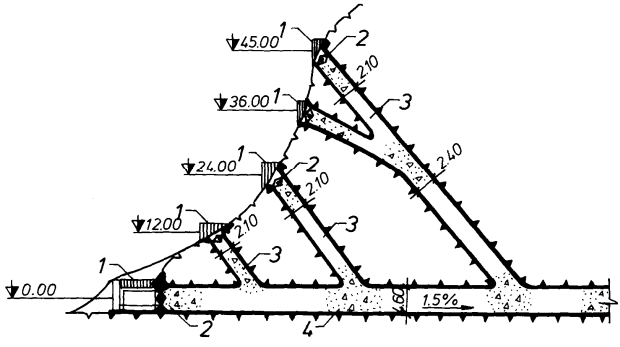


Fig. 6.71. Galerie de golire cu intrări la mai multe cote de la barajul San Gabriel no. 2: *1* - grătar rar, *2* - vană fluture, *3* - galerie de admisie, *4* - galerie colectoare.

De asemenea, galeriile de deviere pe perioada construcţiei la barajele înalte cu puneri sub sarcină etapizate se recomandă a fi schimbate succesiv la cote tot mai ridicate pentru a evita costuri excesive ale vanelor de închidere şi căptuşelilor lor. Unele din ele pot fi în final amenajate ca goliri definitive. O exemplificare în această direcţie se prezintă în figura 6.72 pentru barajul Nurek ($H = 310$ m) din Tadjikistan [12].

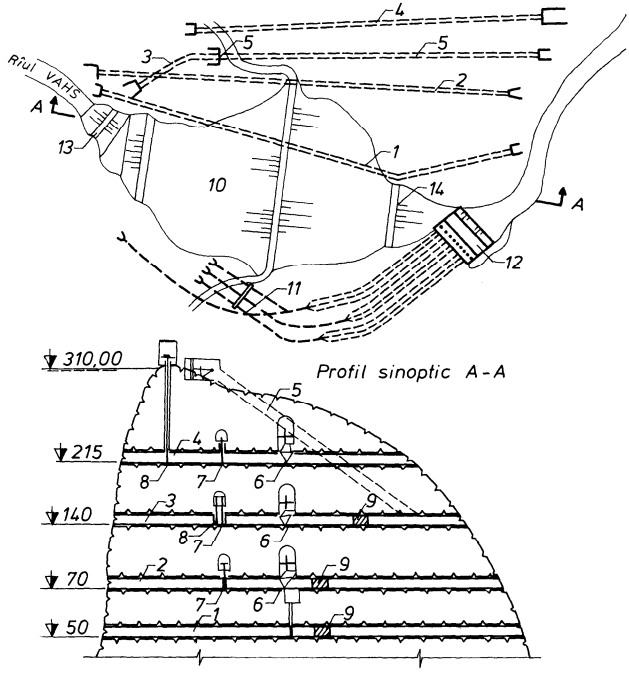


Fig. 6.72. Barajul Nurek - descărcători de ape mari: *1* - galerie de deviere etajul I, *2* - galerie de deviere etajul II, *3* - galerie de deviere etajul III, transformată în descărcător definitiv, *4* - golire de fund, *5* - galerie de descărcare cu admisie frontală, *6* - vană de serviciu, *7* - vană de avarie, *8* - vană de reparaţie, *9* - dop de beton, *10* - corp baraj, *11* - galerii forţate, *12* - centrală hidroelectrică, *13* - baradou amonte, *14* - batardou aval.

Traseul galeriilor se recomandă să fie pe cât posibil rectiliniu. Admiterea curbelor în traseu (în plan vertical sau orizontal) se va face numai în cazuri de strictă necesitate: racordări cu priza, debuşare sau între aliniamente. Razele de racordare se recomandă să fie de minimum 5 diametre de galerie, iar unghiul dintre aliniamente de minimum 120°. Se recomandă ca traseul să atace versanţii cât mai perpendicular pe linia de cea mai mare pantă a acestora pentru a se obţine rapid o acoperire de rocă suficientă [22].

Debuşarea se prevede cu construcţii de disipare şi de racord cu râul. Dacă roca este rezistentă şi situată la zi este suficient un simplu portal de ieşire fără alte amenajări.

Alegerea secţiunii transversale a galeriilor de golire se bazează pe satisfacerea unor criterii hidraulice, de rezistenţă şi de execuţie.

Criteriile hidraulice constau în limitarea vitezei de curgere pe galerie în funcţie de tipul de căptuşeală şi transportul de aluviuni. În general vitezele maxime admise sunt până la 40 m/s. În zonele de galerie cu curgere liberă secţiunea trebuie să asigure o rază hidraulică cât mai mare.

Criteriile de rezistenţă se diferenţiează în funcţie de natura încărcărilor predominante, eforturile în căptuşeala galeriilor trebuind să se înscrie în limitele admisibile, limitându-se momentele încovoietoare. Dacă încărcarea predominantă este din masivul de rocă, se vor adopta forme de coincidenţă depinzând de caracteristicile distribuţiei încărcărilor. Încărcările de bază care trebuie considerate în calculele de rezistenţă sunt: presiunea hidraulică, presiunea masivului de rocă sau umplutură, greutatea proprie, variaţiile de temperatură. La ele se adaugă încărcările accidentale şi excepţionale a căror evaluare se face în acord cu norma–tivele în vigoare.

Criteriile de execuţie sunt legate de gabaritele minime de execuţie şi pentru transportul echipamentelor.

6.6.5. Evacuatori de tip orificiu

Acest tip de evacuatori se plasează la câţiva zeci de metri sub cota coronamentului şi funcţionează ca orificii sub presiuni mici sau moderate. Ei sunt descărcători de mare capacitate, care uneori înlocuiesc în întregime descărcătorii de suprafaţă tradiţionali.

Funcţionarea sub presiune sporeşte considerabil performanţele acestor descărcători, concretizate în reduceri corespunzătoare a secţiunii lor de curgere şi a lungimii frontului deversant în raport cu descărcătorii de suprafaţă. Pe de altă parte funcţionând la presiuni joase costul vanelor de închidere şi control al curgerii nu este exagerat. Descărcătorii de tip orificiu sunt soluţii recomandabile pentru amplasamentele în care există restricţii asupra lungimii frontului deversant.

La barajul Mangla pe fluviul Indus, a existat o arie limitată cu lungime relativ scurtă de teren de fundare satisfăcător pentru structura descărcătorului. Evacuatorul de tip orificiu (fig. 6.73) a oferit cea mai economică soluţie pentru

descărcarea debitului de calcul. Descărcătorul poate lucra cu vanele ridicate parţial sau total, în funcţie de necesităţi. De asemenea, sistemul permite goliri parţiale a lacului atunci când se anunţă viituri importante.

Evacuatorul de tip orificiu de la barajul Mangla este alcătuit din nouă orificii controlate cu vane segment de 12,20 m înălţime şi 11,00 m lăţime şi are capacitatea de descărcare de 31120 m^3/s. Forma orificiului a fost aleasă pe baza studiilor pe model din condiţia de eliminare a depresiunilor din timpul funcţionării. Testele pe model au relevat că la trecerea apei, presiunile pe pereţi, planşeu şi radier rămân pozitive în toate situaţiile de exploatare.

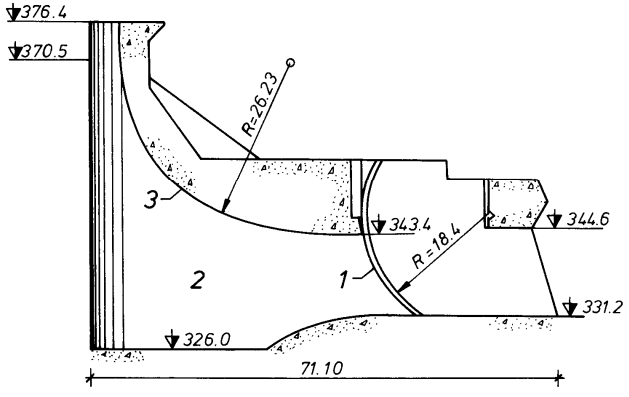


Fig. 6.73. Evacuator de tip orificiu la barajul Mangla (Pakistan): *1* - vane segment de 11,00 · 12,20 m^2, *2* - pilă de 3,60 m grosime, *3* - racordare hidrodinamică.

Descărcătorii de la barajul Roseiras de pe Nilul Albastru (Sudan) sunt compuşi din 7 orificii echipate cu vane segment de $10 \cdot 13{,}00$ m^2, funcţionând la o sarcină hidraulică de 16,3 m şi 5 orificii echipate cu vane segment de $6 \cdot 11{,}10\,m^2$ funcţionând la o sarcină hidraulică de 45,5 m (fig. 6.74).

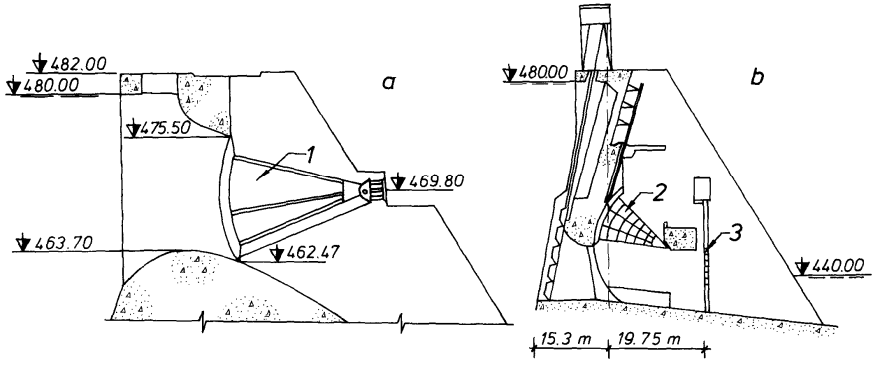


Fig. 6.74. Descărcători la barajul Roseiras (Sudan): *a* - de suprafaţă, *b* - de adâncime; *1* - vane segment de $10{,}00 \cdot 13{,}00\,m^2$ şi 15,00 m rază, *2* - vane segment de $6{,}00 \cdot 11{,}10\,m^2$, *3* - opritor de buşteni, *4* - blindaj din oţel inoxidabil.

La barajul Kariba, pe Zambezi, evacuarea apelor mari se face exclusiv prin 6 orificii dispuse la circa 30 m sub coronament. Orificiile sunt echipate cu stavile plane de $9{,}00 \cdot 9{,}50\,\mathrm{m}^2$ manevrate de la coronament. Evacuatorul poate deversa circa 9600 m^3/s, când lacul se găseşte la nivel maxim.

6.6.6. Calculul hidraulic al evacuatorilor de adâncime

La punctul 6.6.1 s-au descris funcţiile importante ce revin evacuatorilor de adâncime şi care servesc la fundamentarea ipotezelor de calcul hidraulic.

În conformitate cu reglementările din România, la dimensionarea descărcătorilor de suprafaţă nu se contează pe aportul golirilor de fund. În schimb la evacuarea viiturii de verificare se contează pe funcţionarea tuturor tipurilor de capacităţi de descărcare instalate: descărcători de suprafaţă, descărcători intermediari, descărcători de fund, centrală hidroelectrică etc. În această analiză se impun restricţii de nedepăşire a unor cote limită de inundabilitate în amonte şi în aval. Uzual, din capacitatea totală instalată în golirile de fund $\left(Q_{gf}\right)$ se consideră că o cotă parte (25...33%) nu poate fi folosită din cauza blocării vanelor care nu pot fi deschise în timp util.

În cazul unor descărcări de lungă durată prin golirile de fund, lacul găsindu-se sub cota nivelului normal de retenţie, se impun restricţii severe asupra debitului descărcat pentru a nu produce inundaţii sau pagube în bieful aval. În acest scop prin caietul de sarcini, în caz de necesitate, se poate limita numărul de goliri de fund care pot funcţiona simultan.

Golirile de fund trebuie să asigure golirea lacului într-un timp limită stabilit. Timpul de golire a lacului se stabileşte în funcţie de o serie de criterii ca: mărimea lacului, tipul de baraj, care poate condiţiona viteza maximă de coborâre a nivelurilor în lac, tipul defecţiunilor sau situaţiilor probabile care să impună golirea lacului etc. O relaţie orientativă pentru stabilirea timpului de golire T (în zile) în funcţie de volumul lacului V (în $10^6\,\mathrm{m}^3$) are forma [22]:

$$T = 17 \log V\,. \tag{6.60}$$

Calculul timpului de golire a lacului se face în condiţiile unui debit afluent egal cu debitul modul $\left(Q_m\right)$ pe întreaga perioadă a golirii şi ţinând eventual cont şi de capacitatea de evacuare a uzinei hidroelectrice. Dacă nu se ia în consideraţie volumul evacuat prin uzina hidroelectrică relaţia de bilanţ are aspectul (fig. 6.75):

$$Q_{gf}\left(H_i\right) dt = S(z)\, dz + Q_m\, dt\,, \tag{6.61}$$

unde $Q_{gf}\left(H_i\right)$ este capacitatea totală de evacuare a golirilor de fund la căderea H_i şi $S(z)$ - suprafaţa lacului la cota z.

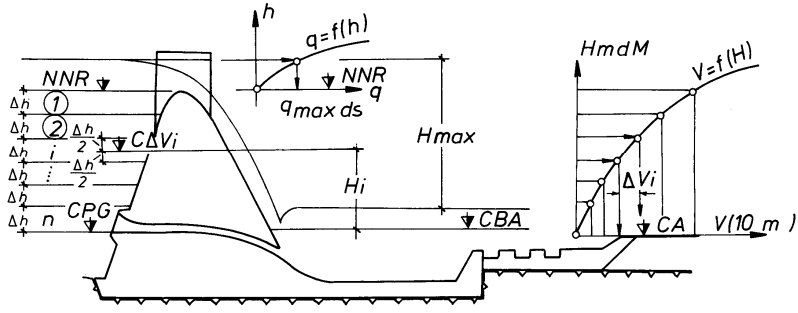


Fig. 6.75. Schemă pentru calculul hidraulic al golirilor de fund.

Ecuaţia (6.61) se rezolvă numeric fragmentând volumul de apă situat între cota nivelului normal de retenţie (↓NNR) şi cota radierului prizei de apă a golirilor de fund (↓CPG) în tranşe cu grosimi Δz = 5...10 m, care se consideră că se descarcă cu nivel constant la cota centrului de greutate ($\downarrow C\,\Delta V_i$) al tranşei de apă (ΔV_i).

Nivelul în bieful aval poate fi calculat iterativ pentru fiecare tranşă de apă din cheia debitelor aval, funcţie de debitul descărcat prin golirile de fund, dar ipoteza considerării unui nivel mediu constant în bieful aval (↓CBA) pe toată durata golirii lacului este în general satisfăcătoare.

În condiţiile menţionate mai înainte, timpul de golire (T_i) a unei tranşe de apă (ΔV_i) rezultă:

$$T_i = \frac{\Delta V_i + Q_m T_i}{Q_{gf}(H_i)} \rightarrow T_i = \frac{\Delta V_i}{Q_{gf}(H_i) - Q_m}\,, \tag{6.62}$$

unde $H_i = \downarrow C\,\Delta V_i - \downarrow CBA$

Timpul total efectiv de golire a lacului (T_{ef}) rezulta din adunarea timpilor parţiali pentru golirea celor n tranşe de apă :

$$T_{ef} = \sum_{1}^{n} {}_i\, T_i\,. \tag{6.63}$$

Dacă $T_{ef} \le T$ calculat din (6.60), soluţia studiată este acceptabilă; dacă $T_{ef} > T$ se măreşte capacitatea de descărcare instalată în golirile de fund şi calculul se reia identic.

În cazul când golirile de fund sunt folosite ca goliri provizorii pe perioada construcţiei, ele se verifică la trecerea debitului de calcul pe perioada construcţiei, cu nivelul în bieful amonte limitat la cota batardoului amonte. Dacă golirile de fund

nu asigură trecerea debitului de construcţie, se instalează capacităţi supli–mentare provizorii de descărcare, care în etapa finală a construcţiei se desfiinţează.

Calculul hidraulic al golirilor de fund corespunde curgerii sub presiune în conducte scurte, luând în considerare atât pierderile de sarcină distribuite, cât şi cele locale. Calculul se face în ipotezele menţionate mai înainte. Suplimentar se face un calcul de verificare a presiunilor minime în conducta de golire în ipoteza de funcţionare cu nivelul minim de exploatare în lac, pentru limitarea depresiunilor care pot apărea în special în zona racordului de ieşire din conductă. Notând cu v, viteza în conductă şi H căderea disponibilă, relaţia de calcul are forma:

$$v = \varphi \sqrt{2gH}\,, \tag{6.64}$$

unde φ este coeficientul de corecţie al vitezei:

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{1{,}0 + \sum \zeta + \lambda \frac{L}{D}}}, \tag{6.65}$$

unde $\sum\zeta$ reprezintă totalul pierderilor specifice de sarcină locale, exclusiv pierderea la ieşirea din conductă, considerată prin termenul 1,0; λ este coeficientul de pierdere prin frecare Darcy-Weissbach, L - lungimea conductei, D - diametrul conductei.

În literatură există numeroase relaţii pentru evaluarea lui λ [4], [9], [10]. Mai uzuală este formula Manning, cu care se obţine valoarea coeficientului lui Chézy (C) :

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad \text{şi} \quad \lambda = \frac{8C}{g^2}\,, \tag{6.66}$$

unde n este coeficientul de rugozitate al peretelui conductei şi R raza hidraulică.

În tabelul 6.3, se dau valorile maxime şi minime pentru n după recomandările USBR [4]:

Tabelul 6.3

Materialul din conductă	***n* maxim**	***n* minim**
Conducte de beton sau conducte turnate la faţa locului	0,014	0,008
Conducte de oţel cu rosturi sudate	0,012	0,008

Pierderile locale principale se produc la grătar, intrarea în conductă, schimbările de direcţie, variaţiile de secţiune şi la vane.

Pierderile de sarcină la grătar (h_g) pot fi calculate cu expresia:

$$h_g = \zeta_g \frac{v_g^2}{2g}, \tag{6.67}$$

unde ζ_g este coeficientul pierderilor de sarcină specifice, iar v_g - viteza prin secţiunea netă (liberă) a grătarului.

$$\zeta_g = 1{,}45 - 0{,}45 \frac{\Omega_n}{\Omega_g} - \left(\frac{\Omega_n}{\Omega_g}\right)^2, \tag{6.68}$$

unde Ω_n este aria netă (liberă) a grătarului, iar Ω_g este aria lui brută totală. Când se doreşte calculul pierderilor maxime de sarcină la grătar se poate considera că 50% din suprafaţa grătarului este înfundată $\left(\frac{\Omega_n}{\Omega_g}\right) = 0{,}5$. Când se doreşte calculul pierderilor minime de sarcină la grătar, aria liberă a grătarului se consideră integral, sau se neglijează complet pierderile de sarcină la grătar $(\Omega_n = \Omega_g)$.

În relaţia (6.65) se va introduce coeficientul echivalent al pierderilor de sarcină la grătar, raportat la viteza pe conductă (v):

$$\zeta_{echiv,g} \frac{v^2}{2g} = \zeta_g \frac{v_g^2}{2g} \tag{6.69}$$

şi:

$$\zeta_{echiv,\,g} = \zeta_g \left(\frac{v_g}{v}\right)^2.$$

Pierderea de sarcină la intrare se poate scrie sub forma :

$$h_e = \zeta_e \frac{v^2}{2g}, \tag{6.70}$$

unde ζ_e depinde de forma intrării în conductă, valorile lui fiind date în tabelul 6.4.

Tabelul 6.4

Tipul de intrare în conductă	ζ_e		
	maxim	**minim**	**mediu**
Dreptunghiulară cu muchii vii	0,70	0,40	0,50
Cu muchii uşor rotunjite	0,60	0,18	0,23
Cu muchiile complet rotunjite $(r/D \geq 0{,}15)$	0,27	0,08	0,10
Curbă de racordare, conductă circulară	0,10	0,04	0,05
Curbă de racordare, conductă dreptunghiulară	0,20	0,07	0,16

Pierderile de sarcină la îngustările sau lărgirile de secţiune pot fi consi–derate funcţie de creşterea sau descreşterea vitezei de la intrare (v_1) şi variază cu raportul variaţiei secţiunilor şi lungimea tranziţiei (fig. 6.76). Pentru îngustări, pierderea de sarcină (h_c) se calculează cu relaţia:

$$h_c = \zeta_c \left(\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right), \tag{6.71}$$

unde $\zeta_c = 0{,}1$ pentru îngustări graduale cu unghi de îngustare $\alpha \leq 10°$ şi $\zeta_c = 0{,}5$ pentru îngustări bruşte. Pentru unghiuri $\alpha > 10°$, coeficientul ζ_c poate fi considerat că variază liniar cu unghiul α până la valoarea 0,5 , pentru îngustare bruscă $\alpha = 90°$.

Analog, pentru lărgiri de secţiune, pierderea de sarcină (h_{ex}) se determină cu expresia:

$$h_{ex} = \zeta_{ex} \left(\frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} \right), \tag{6.72}$$

valorile lui ζ_{ex} fiind date funcţie de unghiul de lărgire (fig. 6.76) în tabelul 6.5.

Tabelul 6.5

Unghiul de lărgire	**2°**	**5°**	**10°**	**15°**	**20°**	**25°**	**30°**	**40°**	**50°**	**60°**
ζ_{ex}	0,03	0,04	0,08	0,16	0,31	0,40	0,49	0,60	0,67	0,72

Pierderile de sarcină la schimbările de direcţie, suplimentare celor datorită frecării pe lungimea respectivă, depind de raza de racordare, diametrul conductei şi unghiul între cele două direcţii (fig. 6.77). Valorile coeficientului specific de pierderi de sarcină ζ_d se pot determina din diagrama prezentată în figura 6.77.

Pierderile de sarcină la vane depind de tipul de vană şi de modul de exploatare (numai cu secţiunea complet deschisă sau şi în poziţii intermediare). Nici o pierdere de sarcină nu va fi considerată pentru vanele care au aceleaşi dimensiuni şi forme ca şi conducta şi care nu afectează curgerea. În cazul când sunt prevăzute nişe, coeficienţii specifici de pierdere de sarcină datoraţi nişelor (ζ_n) nu trebuie să depăşească 0,1. În cazul vanelor care lucrează în poziţii parţial deschise, coeficienţii de pierdere de sarcină depind de gradul de deschidere a secţiunii.

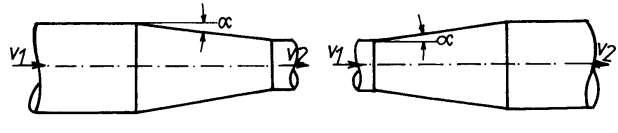


Fig. 6.76. Schemă pentru cal–culul pierderilor de sarcină la îngustări - lărgiri a secţiunii unei conducte.

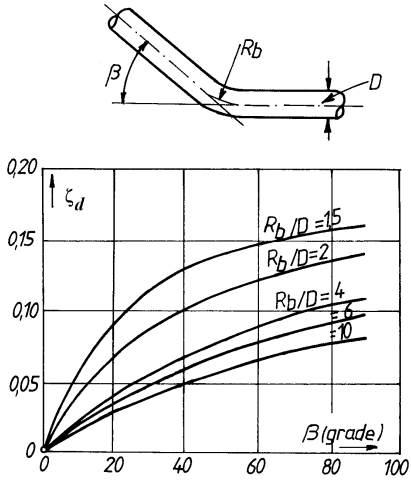


Fig. 6.77. Diagramă pentru calculul pierderilor de sarcină locale la schimbări de direcţie a unei conducte.

Pe baza inventarierii şi sumării pierderilor specifice de sarcină pe conductă, se determină cu relaţiile (6.64), (6.65) coeficientul de corecţie a vitezei (φ) şi vitezele (v_i) pentru căderile H_i caracteristice.

În raport cu debitul de dimensionare (Q_{gf}) al golirilor de fund se poate face o predimensionare a ariei lor totale necesare (Ω_{nec}) :

$$\Omega_{nec} = \frac{Q_{gf}}{v}. \tag{6.73}$$

În conformitate cu relaţiile descrise, în figura 6.78 se prezintă o schemă logică de dimensionare şi calcul hidraulic al unui evacuator de adâncime de tip conducte de golire.

6.7. Combaterea fenomenelor de cavitaţie la descărcători

6.7.1. Aspecte generale

Cavitaţia este un fenomen de natură chimică şi mecanică. Ea apare în zonele dintr-un lichid în mişcare în care s-au produs depresiuni până la valoarea presiunii de vaporizare. În aceste zone apar pungi umplute cu vapori de apă şi aer dizolvat în lichid. Datorită depresiunilor se dezvoltă oxigen în stare născândă care produce efecte de coroziune asupra pereţilor. Părţi din pungile de gaze migrează spre zone cu presiuni mai mari, unde sunt pătrunse de lichid, dând naştere unor forţe de impuls importante. Ca o consecinţă apar presiuni locale mult mai mari decât cele medii şi la intervale scurte se produc şocuri (bombardamente) asupra pereţilor, provocând distrugerea lor prin oboseală. Şocurile provoacă unde de presiune şi vibraţii care extind zona de eroziune şi pot afecta chiar întreaga construcţie.

Combaterea fenomenelor de cavitaţie, ale căror efecte după cum s-a arătat mai înainte sunt extrem de negative pentru descărcători, poate fi realizată pe trei direcţii principale de acţiune:

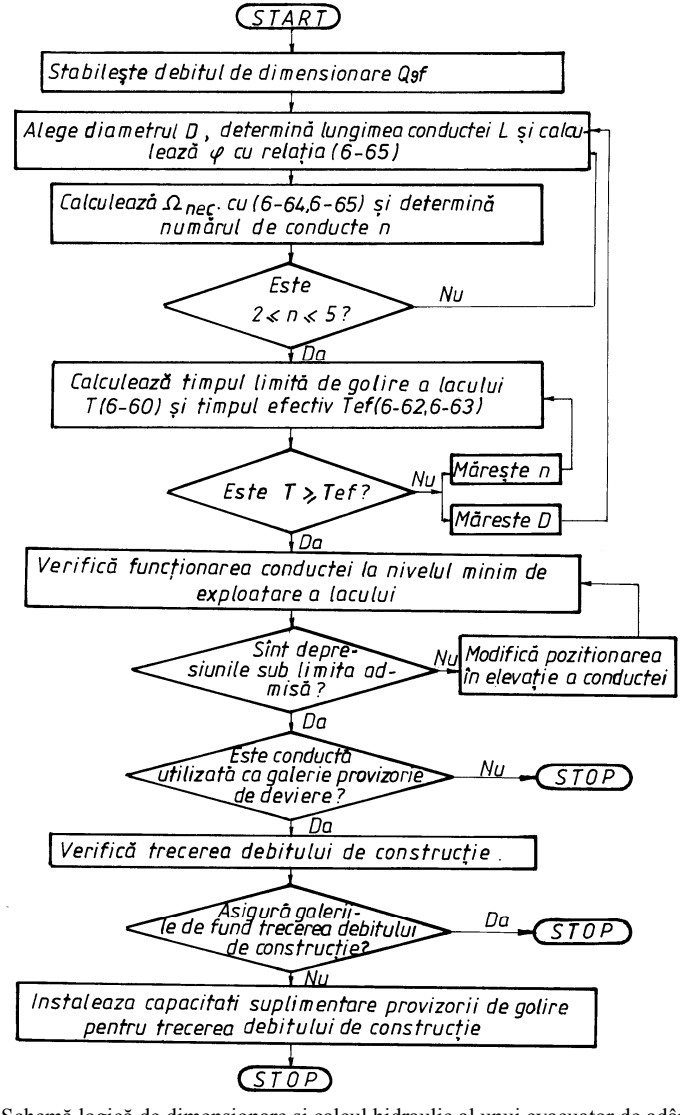

START
Stabileşte debitul de dimensionare Qsf
Alege diametrul D, determină lungimea conductei L şi calculează φ cu relaţia (6-65)
Calculează Ωneç. cu (6-64,6-65) şi determină numărul de conducte n
Este 2 ≤ n ≤ 5 ?
Nu
Da
Calculează timpul limită de golire a lacului T(6-60) şi timpul efectiv Tef(6-62,6-63)
Este T ≥ Tef ?
Nu
Măreşte n
Măreste D
Da
Verifică funcţionarea conductei la nivelul minim de exploatare a lacului
Sînt depresiunile sub limita admisă ?
Nu
Modifică poziţionarea în elevaţie a conductei
Da
Este conductă utilizată ca galerie provizorie de deviere ?
Nu
STOP
Da
Verifică trecerea debitului de construcţie .
Asigură galeriile de fund trecerea debitului de construcţie?
Da
STOP
Nu
Instaleaza capacitati suplimentare provizorii de golire pentru trecerea debitului de construcţie
STOP

Fig. 6.78. Schemă logică de dimensionare şi calcul hidraulic al unui evacuator de adâncime de tip conducte de golire.

– profilarea descărcătorilor după liniile de curent ale curgerii; această problemă a fost tratată pe tipuri de descărcători şi nu se va mai relua în acest paragraf;

– realizarea unor suprafeţe cu grad ridicat de netezire, fără asperităţi sau neregularităţi; problema este mai simplu de rezolvat pentru blindajele metalice care pot fi polizate şi mult mai dificilă pentru căptuşeala din beton;

– aerarea corespunzătoare a zonelor unde se produc depresiuni, prin tubaţii de aerisire sau alte sisteme.

6.7.2. Tehnologii noi pentru betoane cu suprafeţe netede

Descărcătorul barajului Karakaya din Turcia, terminat în 1987 este prima lucrare la care s-a aplicat o tehnologie nouă care îmbunătăţeşte gradul de netezire a suprafeţelor de beton [23].

Tehnologia de obţinere a unor betoane de parament deversant netede, fără asperităţi, care să suporte în condiţiuni bune viteze de curgere mari se bazează pe eliminarea aerului antrenat şi a excesului de apă, prin vibrarea betoanelor proaspete. Aceasta se realizează prin folosirea unui geotextil special, ataşat feţei interioare a cofrajului. Geotextilul este suficient de permeabil ca să permită evacuarea bulelor de aer şi apă în exces şi suficient de rigid ca să nu se deformeze datorită presiunilor ridicate ale betonului din timpul turnării şi vibrării.

Materialul geotextil denumit typar este alcătuit din filamente de polypropylenă, un material rigid, astfel că grosimea şi permeabilitatea geotextilului nu sunt afectate în procesul de turnare a betonului. Geotextilul se fixează pe un cadru de lemn în interiorul cofrajului metalic. Foaia de geotextil se poate detaşa de cofraj la decofrare, asigurând temporar protejarea betonului de vârstă tânără.

6.7.3. Aerarea lamei de apă la viteze mari

Date statistice asupra căptuşelilor canalelor rapide cu curgeri la viteze înalte arată că ele au suferit avarii din fenomene de cavitaţie chiar dacă suprafaţa lor a îndeplinit exigenţele de netezime şi curgerea apei a fost aparent uniformă. Fenomenele de cavitaţie par a fi corelate nu numai cu vitezele înalte, dar de asemenea cu mărimea debitelor specifice descărcate [24], [25].

În cazul descărcătorilor dimensionaţi pentru debite specifice ridicate, în prezent aplicaţi în mod frecvent, aerul antrenat la suprafaţa apei datorat turbulenţei stratului superficial nu atinge totdeauna zonele de la fundul canalului. În absenţa emulsiei apă-aer, orice neregularitate pe suprafaţă devine periculoasă pentru reducerea presiunilor locale la nivelul de vaporizare. Pericolul de producere a cavitaţiei se amplifică cu creşterea vitezei apei. Aşa cum se vede în figura 6.79, la viteze de circa 40 m/s, creşteri locale de viteză cu 5...10% sunt suficiente să cauzeze reduceri corespondente de presiune de circa 10 m coloană de apă. Relaţia care a servit la trasarea diagramei din figura 6.79 are forma:

$$\frac{\Delta p}{\gamma} = \frac{p_0 - p}{\gamma} = \frac{v_0^2}{2g}\left[\left(\frac{\Delta v}{v_0}\right)^2 + \frac{2\Delta v}{v_0}\right], \qquad (6.74,a)$$

unde Δp este reducerea de presiune, γ - greutatea volumetrică a apei, $\Delta v = v - v_0$ creşterea de viteză.

Practica arată că la viteze foarte mari de curgere este foarte dificil de a finisa suprafeţele de beton deversante la gradul de netezime necesar pentru prevenirea cavitaţiei. Această afirmaţie se poate susţine cu evenimentele de la descărcătorul barajului Karun din Iran, care a suferit avarii succesive datorate fenomenelor de cavitaţie.

În cazurile menţionate mai înainte, soluţiile de protecţie bazate pe introducerea unui debit controlat de aer sub lama de apă lângă suprafaţa de beton, par a fi mai economice şi mai eficiente [24]. Pentru exemplificare, în figura 6.80 se ilustrează dimensiunile principale şi sistemul de aerare al descărcătorului canal de la barajul Foz do Areia $(H_b = 160\ \text{m})$ pe râul Iguaçu din Brazilia. Descărcătorul, amplasat pe malul stâng şi având o capacitate de 11000 m^3/s este alcătuit dintr-un deversor frontal cu patru deschideri echipate cu stavile segment de $14{,}5 \cdot 18{,}5\ m^2$, continuat cu un canal rapid de 70,6 m lăţime, 400 m lungime şi 25,84% pantă longitudinală. Debuşarea de tip trambulină aruncătoare este situată la 118,5 m sub cota nivelului maxim în lac.

Sistemul de aerare a fost stabilit pe bază de studii pe modele hidraulice şi verificat în final pe prototip. El constă din trei rampe cu prag, dispuse la distanţe de circa 80...100 m în lungul descărcătorului (fig. 6.80,*a*). Admisia aerului se face prin turnuri dreptunghiulare plasate în pereţii laterali care debuşează la baza pereţilor. În faza iniţială de exploatare a descărcătorului s-au făcut măsurători a debitelor de aer (Q_a) antrenate de aeratoare pentru debite de apă descărcate (Q) variind în domeniul 500...3300 m^3/s. Câteva rezultate ale acestor măsurători sunt prezentate în tabelul 6.6.

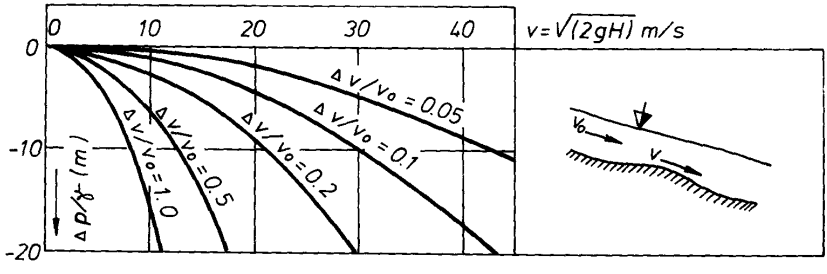


Fig. 6.79. Diagramă pentru evaluarea reducerilor locale de presiune în funcţie de variaţia vitezei.

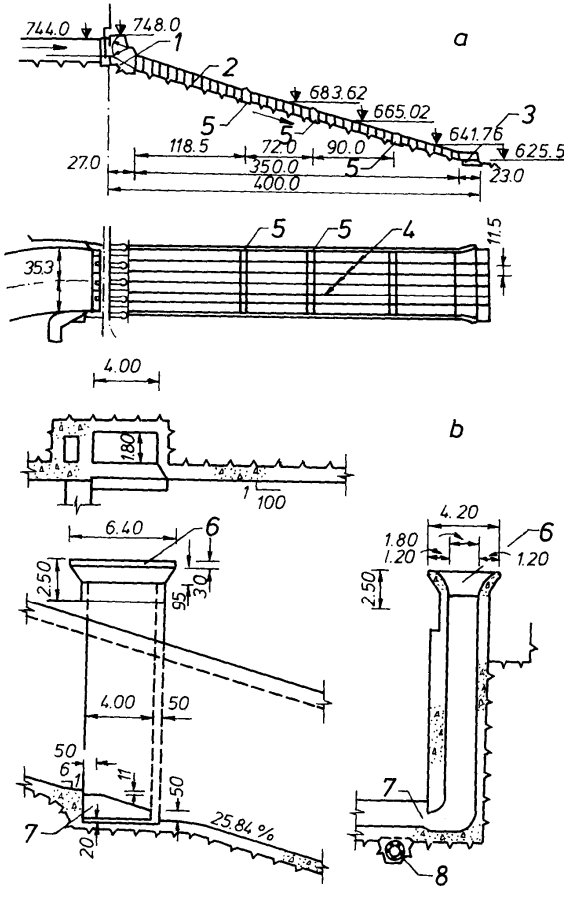


Fig. 6.80. Dimensiuni principale şi sistemul de aerare al descărcă–torului canal de la barajul Foz do Areia (Brazilia) [24]: *a* - vedere în plan şi secţiune longitudinală prin descărcător, *b* - detalii aerator; *1* - prag deversor echipat cu stavile segment, *2* - canal rapid, *3* - tram–bulină, *4* - rosturi, *5* - rampe de aerare, *6* - admisie aerator, *7* - ie–şire din aerator, *8* - tubaţie de drenaj.

În tabelul 6.6 aeratorii de la descărcătorul Foz do Areia au fost identificaţi cu numerele 1,2 şi 3 de la amonte spre aval (v. fig. 6.80,*a*). Testele 1...7 au fost realizate în condiţiile unei exploatări normale a descărcătorului. Alte teste (8...13) au fost realizate în condiţiile când turnurile de aerare - perete din dreapta de la aeratoarele 1 şi 2 au fost închise. Alimentarea cu aer numai pe la una din extremităţi la cele două aeratoare a condus la modificări sensibile ale parametrilor curgerii şi aerării după cum se poate constata din compararea măsurătorilor la testele 6 şi 11 (tabelul 6.6).

Proiectarea unui sistem de aerare trebuie să găsească rezolvări la următoarele trei probleme principale:

– Care sunt vitezele limită de la care apare necesară aerarea?

– Care este debitul de aer necesar a fi introdus prin aeratoare?

– La ce distanţe în lungul descărcătorului trebuie plasate aeratoarele pentru a asigura un nivel de protecţie corespunzător?

La nivelul actual de cunoştinţe este dificil de a susţine un răspuns unitar la problemele enunţate mai înainte. Corelând oportunitatea aerării de prevenirea producerii cavităţiei apare legătura cu gradul de finisare a suprafeţei betonului. Decizia se poate lua pe considerente economice din comparaţia costurilor sporite pentru obţinerea unui grad de finisare superior a suprafeţei betonului sau de a prevedea sisteme de aerare de la viteze comparative de curgere reduse. Informaţiile disponibile asupra efectelor aerării arată că o concentraţie de aer în apă de 5...10% lângă suprafaţa ce urmează a fi protejată, elimină practic riscurile cavitaţiei. Încercările efectuate pentru descărcătorul Foz do Areia au confirmat o relaţie de forma:

$$q_a / q = \beta = k \frac{L}{h}, \qquad (6.74,b)$$

unde q_a este debitul specific ($m^3/s \cdot ml$) de aer introdus prin aerator, q - debitul specific de apă ($m^3/s \cdot ml$); L - bătaia lamei în zona de aerare şi h - adâncimea apei în zona aeratorului. Constanta de proporţionalitate k a rezultat de 0,033 pentru aerator cu alimentare de la ambele capete şi 0,023 pentru aerator alimentat numai de la un capăt.

Tabelul 6.6

Nr. test	**Nivel lac**	***Q*** **[m^3/s]**	**Număr aerator**	***h*** **[m]**	**$\Delta p / \gamma$ [m]**	***L*** **[m]**	**Q_a [m^3/s]**
1	731,5	1470	1	0,81	0,22	12,6	666
			2	0,74	0,34	11,5	786
			3	0,71	0,34	11,9	775
5	731,5	535	1	0,38	0,08	8,2	395
			2	0,38	0,08	7,8	399
			3	0,38	0,10	7,4	386
6	735,5	2090	1	1,08	0,25	12,8	732
			2	0,97	0,42	11,9	861
			3	0,90	0,39	12,5	846
7	735,3	3300	1	1,64	0,23	14,0	730
			2	1,43	0,52	13,3	941
			3	1,29	0,49	14,3	932
11	738,4	2060	1	1,06	0,58	10,7	437
			2	0,95	0,90	7,7	496
			3	0,88	0,42	13,3	832

Geometria sistemelor de aerare utilizate în practică este extrem de diversă. O sistematizare a schemelor principale este prezentată în figura 6.81.

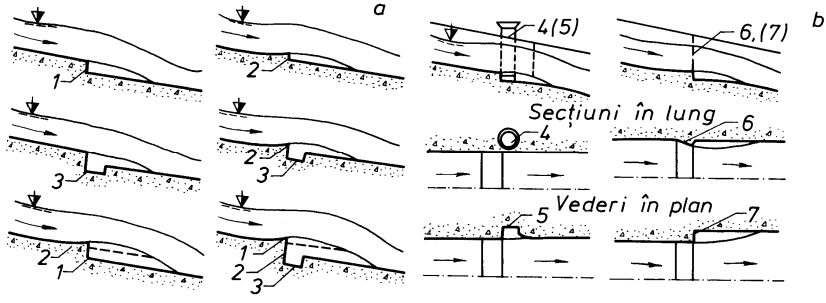


Fig. 6.81. Scheme principale de aeratoare: *a* - tipuri de aeratoare, *b* - soluţii pentru admisia aerului; *1* - prag, *2* - nas aruncător, *3* - nişă în radier, *4* - priză de aer, *5* - nişă laterală, *6* - pană laterală, *7* - retragere perete.

Dispunerea aeratoarelor în lungul descărcătorului se face pe considerentul de a asigura o concentraţie satisfăcătoare de aer în firele de adâncime ale curentului de-a lungul curgerii. Concentraţia de aer la fundul canalului se reduce de-a lungul curgerii din cauza efectelor gravitaţiei. Din nefericire, nu există criterii precise pentru evaluarea schimbărilor de concentraţie de aer în lungul curentului şi ele trebuie evaluate prin măsurători pe modele sau prototipuri. Experienţa acumulată până în prezent pare a confirma că un aerator proiectat corespunzător asigură protecţia contra cavitaţiei unui tronson de canal de circa 50...100 m.

6.7.4. Turnuri anti-vortex

Vortexurile sunt mişcări turbionare, rotaţionale care apar în timpul mişcării fluidelor reale datorită forţelor de frecare din masa de lichid. Vortexurile importante cu viteze mari sunt periculoase prin plutitorii pe care pot să-i antreneze prin sucţiune şi care să producă avarii de impact la vane sau alte instalaţii de la descărcători. Totodată, bulele de aer pot să se extindă sub marginea inferioară a vanelor, creând instabilităţi în curgerea uniformă, cu fluctuaţii mari de presiuni şi vârfuri mari. Datorită efectelor negative asociate producerii vortexurilor importante, s-au conceput diverse sisteme pentru a preveni formarea lor. Un asemenea sistem, alcătuit dintr-un turn anti-vortex ataşat la priza de presiune a unei galerii de descărcare este descris în continuare [26].

Barajul El Cajon, de tip arcuit din Honduras, a fost prevăzut cu un descărcător de ape mari de tip galerie de descărcare $(D_i = 12\ \text{m})$ amplasată la malul stâng, cu capacitatea maximă de 1800 m^3/s. Soluţia iniţială pentru priza de apă a descărcătorului (fig. 6.82,*a*) a constat dintr-o construcţie evazată cu două intrări: una cilindrică verticală cu suprafaţa de 764,4 m^2 şi alta plană orizontală la nivelul tavanului de 120 m^2, ambele controlate de grătare. Adâncimea apei până la tavanul prizei a putut varia în domeniile 3...35,5 m.

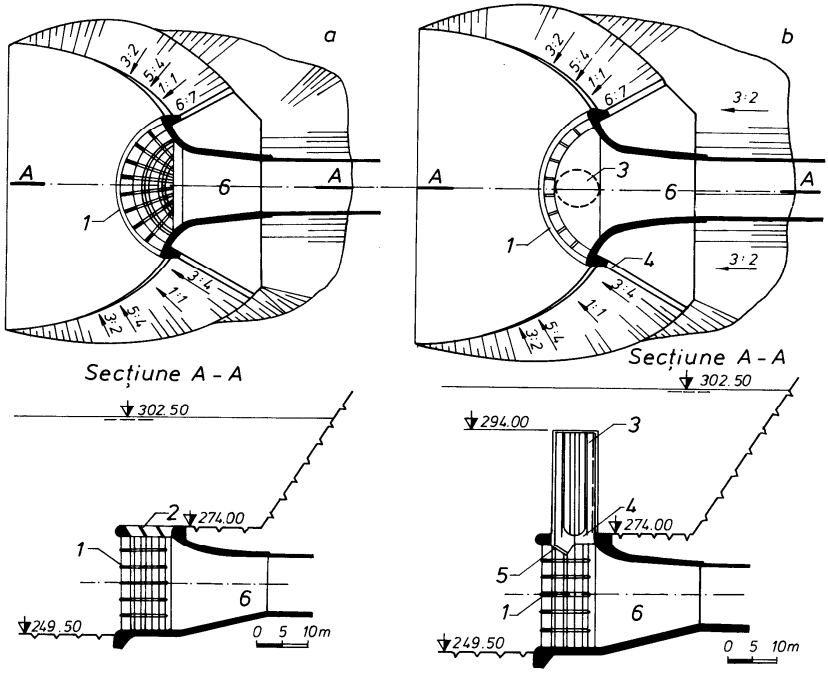


Fig. 6.82. Priza descărcătorului barajului El Cajon (Honduras): *a* - soluție inițială, *b* - soluție finală cu turn antivotrex; *1* - grătar principal cilindric vertical, *2* - grătar orizontal, *3* - turn antivortex, *4* - pereți de dirijare, *5* - timpan pentru reducerea sucțiunilor, *6* - galerie de descărcare.

Testele pe un model la scara 1:100 au pus în evidenţă formarea unor importante vortexuri la limita dintre zona principală care alimenta curgerea în descărcător şi zona secundară de deasupra prizei din care aportul de debit era mic sau inexistent. Pentru toate nivelurile de apă în lac sub cota deversorului barajului arcuit (adâncimea de apă la tavanul prizei 28,5 m), curenţii turbionari aveau sens de rotire orar. Când nivelul în lac depăşea cota deversorului de la baraj, zona secundară menţionată mai înainte furniza o parte importantă din debitele deversate peste baraj şi curenţii turbionari îşi schimbau sensul de rotire devenind antiorari.

În vederea prevenirii formării vortexurilor descrise mai înainte, au fost studiate pe model mai multe soluţii. Închiderea intrării prin tavanul prizei a amplificat formarea vortexurilor. Nici alte soluţii cu grătarul orizontal modificat, cu perete vertical de barare sau cu tavan bombat nu au dat satisfacţie. Soluţia care a condus la rezultate satisfăcătoare (fig. 6.82,*b*) a constat dintr-un turn cilindric vertical cu diametrul interior echivalent pentru prototip de 8 m şi prevăzut cu 16 fante verticale radiale cu lăţimea de 0,30 m extinse pe toată înălţimea turnului. Turnul are o înălţime de 20 m peste tavanul prizei, fiind submersat cu 8,5 m când lacul se găseşte la nivelul maxim. În noile condiţii, prin turn intră circa 10% din debitul total al descărcătorului.

6.8. Consideraţii generale privind disiparea energiei

6.8.1. Elemente introductive

Apa descărcată din bieful amonte al barajelor ajunge în bieful aval cu importante energii cinetice excedentare în comparaţie cu curgerea ei în regimul natural dinainte de construcţia barajelor. Lucrările de disipare a energiei au scopul să transforme energia cinetică excedentară din apa descărcată, în alte forme de energie, astfel ca după aceste transformări, în apă să rămână o cantitate de energie cinetică apropiată celei din regimul natural de curgere. Prin aceste transformări, capacitatea de eroziune a apei descărcate devine asemănătoare cu cea a apei în regimul natural dinainte de construcţia barajului şi albia este ferită de modificări nedorite (eroziuni în patul albiei, surparea malurilor, avarierea construcţiilor hidrotehnice din albie etc.).

În proiectare soluţiile de descărcare + disipare se corelează şi se analizează în mod unitar. Costul lucrărilor de descărcare + disipare este relativ redus în raport cu costul amenajării. Pe de altă parte, funcţionarea lor defectuoasă poate afecta în mod serios siguranţa amenajării (erodarea zonei de la piciorul aval al barajului şi distrugerea lucrărilor de disipare a energiei, necesitând lucrări urgente de intervenţie pentru a opri extinderea avariilor la corpul barajului). În aceste condiţii, la proiectarea lor se vor alege cu prioritate soluţiile constructive care asigură o siguranţă sporită în exploatare. Criteriile economice se utilizează numai pentru departajarea variantelor care asigură siguranţă egală.

Un parametru important care condiţionează soluţia constructivă pentru construcţiile de disipare este numărul Froude în secţiunea contractată $\left(Fr_1 = v_1^2 / g\, y_1\right.$, unde v_1 este viteza în secţiunea contractată, y_1 - adâncimea apei în sectiunea contractată, y_2 - adâncimea conjugată şi g - acceleraţia gravitaţiei) (fig. 6.83). Se atrage atenţia că în literatura americană numărul Froude se evaluează cu $\left(Fr_1\right)_{lit.am} = v_1 / \sqrt{g\, y_1}$, adică cu $\sqrt{Fr_1}$. Construcţiile de disipare trebuie să reţină diferenţa dintre energiile totale a apei din amonte şi din aval, aşa cum rezultă din figura 6.83.

Curba energiei totale a apei din amonte $\left(E_0\right)$ se exprimă funcţie de cota lacului faţă de patul albiei din aval $\left(y_0\right)$ şi de viteza de sosire a apei la deversor :

$$E_0 = y_0 + \frac{v_0^2}{2g} \ , \tag{6.75}$$

iar curba energiei totale a apei din aval funcţie de adâncimea apei (y_t) şi viteza corespondentă a apei în regim natural (v_t):

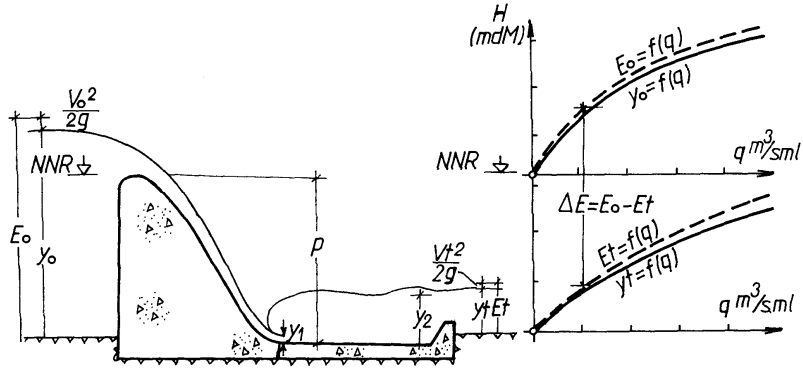


Fig. 6.83. Parametri pentru calculul construcţiilor de disipare a energiei.

$$E_t = y_t + \frac{v_t^2}{2g} \ . \tag{6.76}$$

Cheia deversorului sau curba energiei totale a apei din amonte $(E_0 = f(q)$, unde q este debitul specific - $m^3/s \cdot ml$ - al descărcătorului) pot fi într-o anumită măsură variate prin schimbarea soluţiei la descărcători. Pe de altă parte cheia aval sau curba energiei totale a apei din aval sunt impuse de condiţiile naturale şi nu pot fi schimbate de proiectant decât în condiţiile când în aval sunt prevăzute alte lucrări care să modifice regimul natural de curgere în aval de baraj.

6.8.2. Sisteme de disipare

Sistemele de disipare se bazează pe una din următoarele alternative: (*a*) localizarea disipării energiei în construcţii special prevăzute la piciorul aval al barajului şi (*b*) folosirea energiei excedentare a apei descărcate, pentru îndepărtarea jetului la o distanţă nepericuloasă pentru baraj, disiparea realizându-se prin impactul jetului cu albia [27]. Soluţiile bazate pe îndepărtarea jetului la o distanţă nepericuloasă pentru baraj sunt preferabile din punct de vedere economic dar necesită în general o calitate superioară (stâncă de bună calitate) a patului albiei în zona de impact.

În prima alternativă o gamă variată de tipuri de bazine de disipare - cu radier orizontal, înclinat pozitiv ori negativ, racordat la paramentul aval al bara–jului, prevăzut cu elemente speciale (dinţi, deflectoare, şicane etc.) suplimentare de disipare - pot fi prevăzute. Aceste lucrări au funcţia de disipare a energiei apei evacuate atât prin descărcătorii de suprafaţă, cât şi prin golirile de fund.

În a doua alternativă s-au impus soluţii cu bazin cilindric, prag terminal sau trambulină, toate bazate pe schimbarea treptată a direcţiei lamei de apă deversante. Lama este aruncată la o anumită distanţă în bieful aval, în zona ei de impact cu albia, acceptându-se producerea unor eroziuni, dar care să nu pericliteze siguranţa construcţiei. Lama de apă poate să fie condusă în aval de un parament deversant sau de un rapid de descărcare (lamă aderentă) sau poate fi cu cădere liberă.

Într-o comunicare la Congresul al XII-lea al Marilor Baraje, Rudavski [28] arată că alegerea soluţiilor pentru construcţiile de disipare de la marile baraje, pare să se bazeze mai mult pe experienţa şi preferinţele inginerului proiectant şi mai puţin pe datele obţinute din soluţiile aplicate care au condus la bune rezultate în exploatare. În scopul folosirii experienţei dobândite de la lucrările aflate în exploatare, Rudavski stabileşte nişte parametri adimensionali pentru unificarea datelor şi inventariază în diagrame sintetice experienţa dobândită din aplicarea unor soluţii de disipare la baraje din SUA (fig. 6.84). Datele sistematizate în figura 6.84 pot fi folosite orientativ pentru alegerea soluţiei de disipare în fazele preliminare de proiectare.

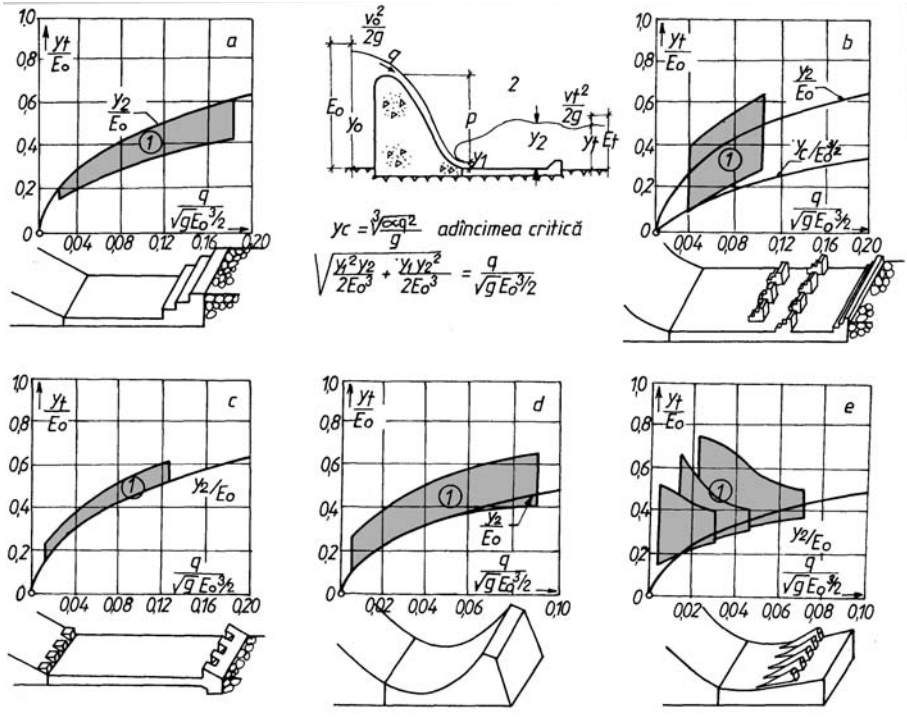


Fig. 6.84. Domenii de aplicare pentru diferite tipuri de bazine de disipare (după Rudavski) [28]: *a* - bazin Smetana, *b* - bazin excavat cu dinți, *c* - bazin II USBR, *d* - bazin curb, *e* - bazin curb cu deflector; *1* - domeniu de aplicare, *2* - schiță cu notațiile folosite.

6.9. Sisteme cu bazine disipatoare de energie

6.9.1. Corelarea soluţiilor de disipare cu numărul Froude

Bazinele disipatoare sunt concepute astfel încât să asigure o disipare corespunzătoare pentru formele diferite de salt hidraulic care se produc în funcţie de numărul Froude (fig. 6.85). Saltul hidraulic se produce când curentul trece dintr-un regim rapid de mişcare într-un regim lent. Starea critică între cele două regimuri de mişcare corespunde numărului *Fr* egal cu 1 şi saltul în acest caz nu se poate forma. Pentru numere *Fr* în domeniul 1...2,9 adâncimea curentului este numai cu puţin mai mică decât adâncimea critică şi trecerea într-un regim lent se face numai printr-o uşoară tulburare (ondulare) a suprafeţei apei. O serie de mici rulouri încep să se dezvolte la suprafaţă şi devin mai intense odată cu creşterea numărului *Fr* în domeniul 2,9...6,2.

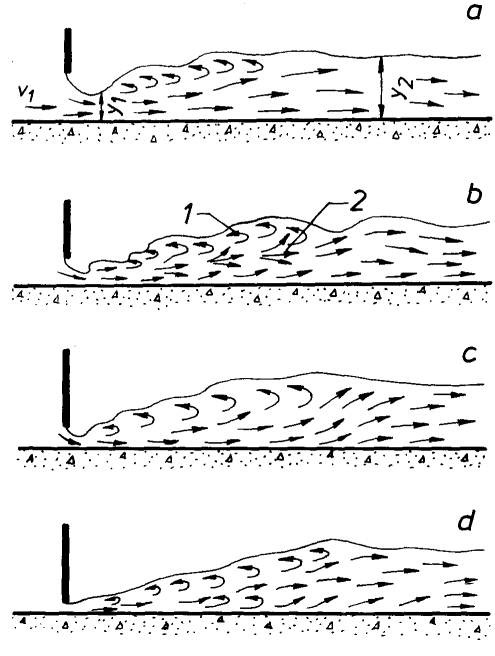


Fig. 6.85. Forme caracteristice ale saltului hidraulic în funcţie de numărul Froude în secţiunea contractată: *a* - salt incipient $Fr_1 = 2{,}9...6{,}2$, *b* - salt de tranziţie $Fr_1 = 6{,}2...20{,}2$, *c* - salt bine format $Fr_1 = 20{,}2...81$, *d* - salt efectiv $Fr_1 > 81$; *1* - efect de rulou, *2* - jet oscilant.

Când numărul $Fr_1 < 2{,}9$ (Fr_1 este numărul Froude în secţiunea contractată) nici un bazin disipator special nu este necesar. Lungimea secţiunii protejate contra eroziunii trebuie să fie de minimum 4 y_2, măsurată din secţiunea contractată (y_2 este adâncimea conjugată).

În cazurile cu $2{,}9 < Fr_1 < 6{,}2$ după practica USBR, se recomandă bazine simple de tipul I (fig. 6.86). Fiindcă nu se produce o turbulenţă activă, nu apar necesare elemente speciale de disipare (dinţi, redane, praguri terminale).

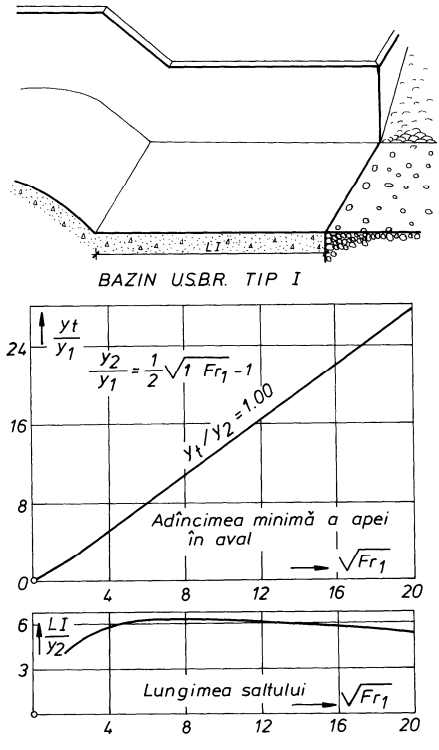


Fig. 6.86. Bazin de disipare şi elemente con–structive caracteristice pentru $2{,}9 < Fr_1 < 6{,}2$ (practica USBR) [4].

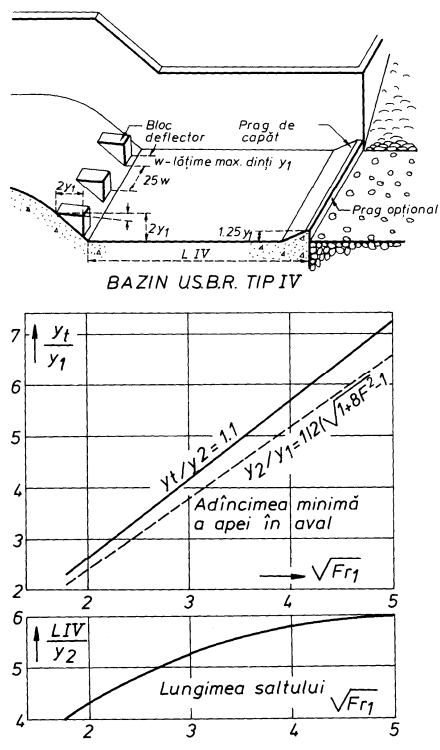


Fig. 6.87. Bazin de disipare şi elemente constructive caracteristice pentru $6{,}2 < Fr_1 < 20{,}2$ (practica USBR) [4].

Bazinul USBR tip IV (fig. 6.87) este acceptabil pentru $6{,}2 < Fr_1 < 20{,}2$. În acest domeniu saltul care se formează fiind un salt de tranziţie, bazinul simplu nu poate controla propagarea valurilor generate de fenomenele curgerii. Elemente speciale de disipare trebuie să fie prevăzute în bazin, pentru a asigura o suprafaţă liniştită a apei în aval. În scopul eliminării tendinţei de formare a saltului în afara bazinului şi a suprimării acţiunii valurilor, adâncimea apei în bazin trebuie să fie cu circa 10% mai mare decât adâncimea conjugată.

În situaţiile când $Fr_1 > 20{,}2$ după practica USBR, se pot aplica bazinele de disipare de tipurile II şi III prezentate în figurile 6.88 şi 6.89. În figuri se dau de asemenea diagrame şi relaţii pentru determinarea dimensiunilor elementelor constructive. Bazinul disipator cu deflector şi dinţi (fig. 6.88) este recomandat pentru baraje cu căderi mici şi mijlocii când $Fr_1 > 20{,}2$, dar vitezele în secţiunea contractată nu depăşesc 15 m/s. Bazinul cu deflector şi prag şicanat (fig. 6.89) este recomandat pentru $Fr_1 > 20{,}2$ şi fără limitarea vitezelor în secţiunea contractată.

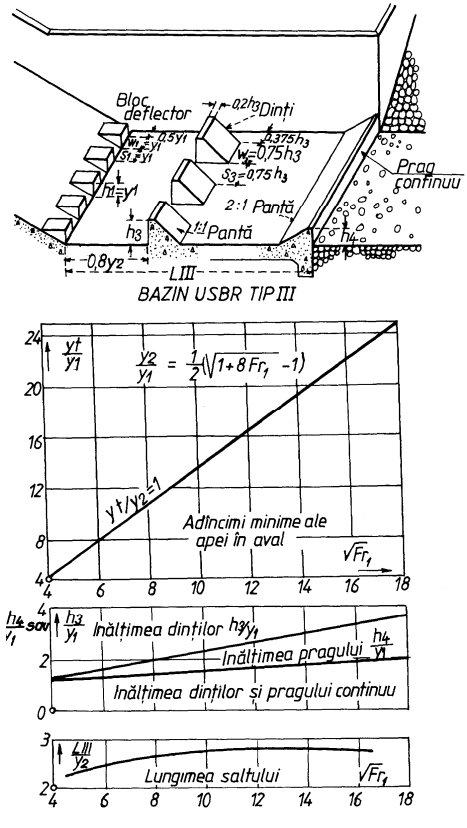


Fig. 6.88. Bazin de disipare şi elemente constructive caracteristice pentru $Fr_1 > 20{,}2$ şi $v_1 < 15$ m/s (practica USBR) [4].

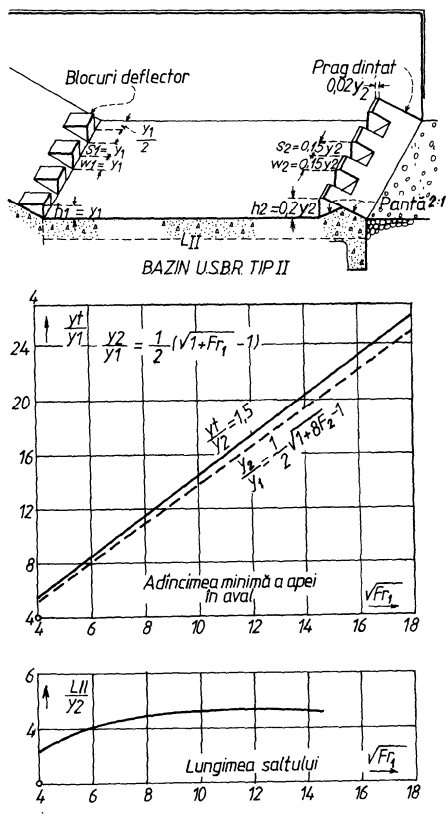


Fig. 6.89. Bazin de disipare şi elemente constructive caracteristice pentru $Fr_1 > 20{,}2$ (practica USBR) [4].

6.9.2. Proiectarea lucrărilor de disipare a energiei

În vederea proiectării lucrărilor de disipare a energiei trebuie cunoscute următoarele date principale de calcul: debitele din timpul exploatării incluzând debitele specifice corespunzătoare lor, nivelurile din bieful amonte şi din bieful aval asociate lor, caracteristicile de rezistenţă a albiei la acţiunea hidrodinamică a curentului, cota maximă de fundare admisă pentru lucrările de disipare a energiei din condiţia de asigurare a stabilităţii şi rezistenţei lor.

Debitul de calcul este cel corespondent energiei maxime de disipat (v. fig. 6.83). Acest caz poate să apară uneori la evacuarea unor debite interme–diare, când nivelurile din bieful aval sunt mult mai coborâte. De exemplu în cazul câmpurilor deversoare controlate cu stavile, situaţia cea mai defavorabilă apare când nivelul în bieful amonte este maxim şi deversează un singur câmp deversor.

Nivelurile din bieful aval sunt determinante pentru dimensionarea lucrări–rilor de disipare. Se subliniază că nivelurile aval trebuie să corespundă situaţiei din exploatare, după producerea fenomenelor de eroziune datorită lucrărilor de construcţie în albie.

Informaţii importante pentru alegerea soluţiei se obţin prin compararea cheii nivelurilor aval cu cheia adâncimilor conjugate pentru o anumită cotă a lucrării de disipare (fig. 6.90).

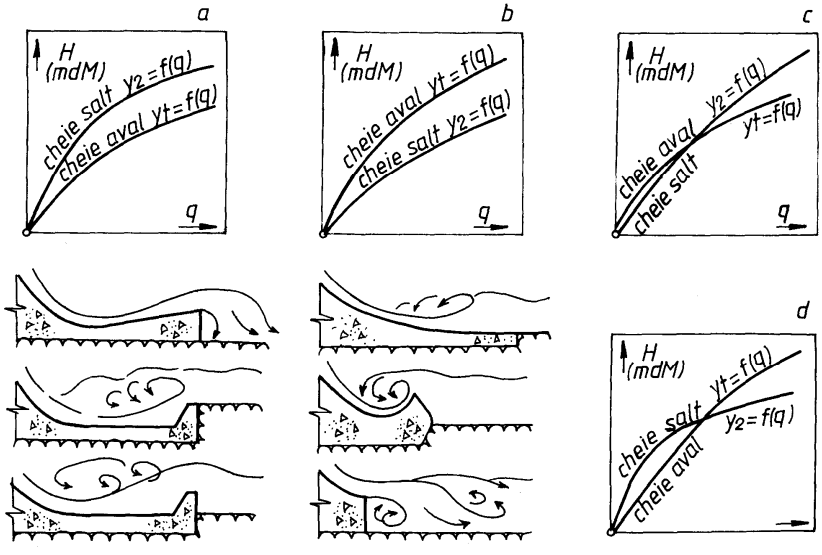


Fig. 6.90. Alegerea tipului de disipator: *a* - cazul saltului îndepărtat şi soluţii constructive posibile, *b* - cazul saltului înecat şi soluţii constructive posibile, *c*, *d* - cazuri mixte.

Dacă cheia saltului se găseşte în permanenţă peste cheia aval (fig. 6.90,*a*), disiparea se poate rezolva în două moduri: se îneacă saltul prin adâncirea bazinului, prevederea unui prag la capătul aval al bazinului sau lungirea frontului deversant pentru micşorarea debitelor specifice; se realizează o trambulină aruncătoare la piciorul aval al barajului astfel ca eroziunile în zona de impact a curentului cu albia să nu afecteze siguranţa barajului. Soluţia din urmă necesită ca albia să fie alcătuită din rocă de bună calitate.

Dacă cheia saltului se găseşte în permanenţă sub cheia aval (fig. 6.90,*b*), înseamnă ca adâncimea aval asigură înecarea saltului. Soluţia de disipare poate fi sub formă de radier orizontal sau în pantă sau bazin cilindric. Dacă se descarcă frecvent plutitori şi gheţuri, o soluţie de racordare în regim de suprafaţă, cu realizarea unui prag vertical la piciorul aval al barajului poate fi preferabilă.

În situaţiile când cheile caracteristice se intersectează (fig. 6.90,*c*,*d*), soluţia se alege în conformitate cu gama de debite predominante, reducând problema la unul din cazurile discutate mai înainte (fig. 6.90,*a*,*b*).

Uneori din considerente economice ar apărea tentant ca în secţiunea transversală bazinele disipatoare să fie concepute de forme trapezoidale (taluze înclinate) în locul celei dreptunghiulare tradiţionale. Testele pe modele au arătat însă că forma trapezoidală influenţează negativ asupra formării şi disipării saltului. În concluzie, pentru obţinerea unor performanţe hidraulice ridicate, feţele din spre apă a pereţilor marginali ai bazinelor de disipare se recomandă să fie verticale sau cât mai apropiate de verticală [4].

Apa, la ieşirea din bazinul de disipare propriu-zis, dispune încă de o energie suplimentară faţă de apa în regim natural. Pentru combaterea efectelor ei negative (eroziuni, afuieri şi degradări ale albiei), în aval de disipator se prevede uzual o protecţie uşoară, elastică şi permeabilă a patului albiei, denumită rizbermă (fig. 6.91).

Rizbermele au funcţia de disipare prin frecare a energiei excedentare a apei şi în acest scop faţa lor exterioară este prevăzută cu macrorugozităţi. Anrocamentele şi bolovanii sunt materialele cele mai uzuale folosite la construcţia rizbermelor. Dimensiunea pietrelor din stratul superior al rizbermei trebuie să fie minimum 30 cm iar viteza admisibilă a apei pe patul de anrocamente este de 3,5...4,0 m/s. Dacă viteza de curgere a apei depăşeşte 4,0 m/s se recomandă realizarea rizbermelor din dale şi blocuri de beton. Grosimea dalelor poate fi de 0,5...2,0 m, iar dimensiunile în plan 2...5 m, pentru a împiedica antrenarea lor de curent. Dalele sau blocurile se execută la cote alternante pentru a spori efectul lor de disipare. Decalajul între dale se recomandă să fie în limita (1/10...1/20) R, unde R este raza hidraulică în bieful aval pentru debitul de calcul.

Racordul rizbermei cu albia naturală se realizează printr-o protecţie terminală care previne eventualele afuieri de la capătul consolidării. Protecţia terminală se poate realiza din bolovani, piatră spartă, pinteni de beton sau în sisteme combinate.

În zona lucrărilor de disipare a energiei, malurile se consolidează cu ziduri de beton simplu sau armat. Înălţimea de gardă a acestor lucrari trebuie să fie 1...2 m peste cota saltului înecat. Pe lungimea rizbermei lucrările de consolidare sunt de tip mai uşor sub formă de pereu de dale de beton sau de piatră.

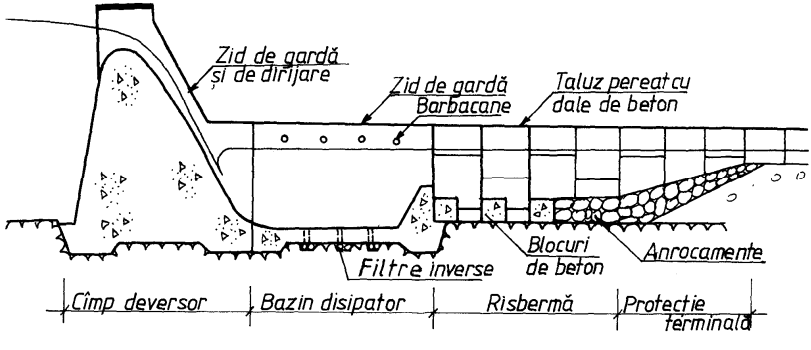


Fig. 6.91. Profil în lung printr-un bazin disipator simplu cu rizbermă şi protecţie terminală.

Lucrările de disipare de la piciorul aval al barajului îndeplinesc şi funcţia de disipare a energiei apei descărcate prin descărcătorii de adâncime. În acest scop conductele de golire din corpul barajului se racordează la bazinul de disipare, asigurând dirijarea curentului către bazin (v. fig. 6.63, 6.64). Dimensiunile bazinului de disipare rămân în principiu cele determinate din calculul de disipare a lamei deversate prin descărcătorul de suprafaţă, dar suplimentar se recomandă studii pe model hidraulic în condiţiile funcţionării simultane şi a descărcătorului de adâncime (goliri de fund). Dat fiind caracterul complex şi divers al fenomenelor de disipare a energiei, calculele hidraulice ale construcţiilor de disipare se recomandă cel puţin la lucrările importante să fie completate cu studii de laborator pe modele hidraulice.

6.9.3. Calculul unui bazin disipator simplu şi a lucrărilor adiacente

Bazinul disipator simplu are forma unui bazin paralelipipedic, fără dispozitive auxiliare, realizat prin adâncire, cu prag, respectiv cu perete aval sau mixt prin combinarea celor două forme menţionate mai înainte (fig. 6.92).

Există mai multe procedee de calcul hidraulic al bazinului disipator simplu din care se expune unul adaptat după metoda debitului fictiv după Ciugaev [9]. Metoda este aplicabilă în toate cele trei cazuri prezentate în figura 6.92.

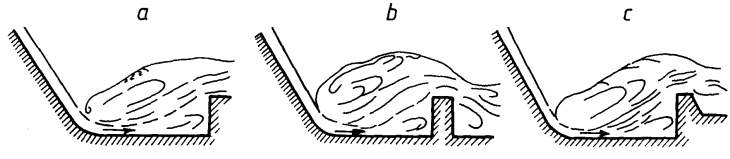


Fig. 6.92. Forme de realizare a bazinului disipator simplu [9]:
a - prin adâncire, *b* - cu prag, *c* - mixt.

În prima etapă se stabileşte cota minimă de fundare a bazinului (↓CFB) impusă de condiţiile naturale geologice ale amplasamentului (fig. 6.93). Datorită acţiunilor hidrodinamice complexe care solicită radierul şi pereţii se recomandă ca bazinul sa fie fundat pe rocă de bună calitate, în general la aceeaşi cotă ca şi fundaţia ploturilor deversante. Grosimea radierului la baraje de înălţimi mijlocii se alege obişnuit între 2...5 m. O relaţie orientativă pentru calculul preliminar al grosimii t a radierului este următoarea:

$$t = 0{,}15\, v_1 \sqrt{y_1} \quad \text{(m)}\,, \tag{6.77}$$

unde v_1 este viteza de curgere în m/s în secţiunea contractată şi y_1 - grosimea în metri a lamei de apă în secţiunea contractată.

Cota de fundare a rizbermei (↓CFR) poate fi aleasă pe rocă de calitate medie, suprafaţa de fundare fiind eventual protejată contra afuierii cu filtre inverse sau covoare geotextile. Grosimea rizbermei se alege din condiţia de stabilitate a

blocurilor sub acţiunea curentului. Dacă se notează cu t_r grosimea rizbermei, cota feţei superioare a rizbermei (↓CR) rezultă :

$$\downarrow CR = \downarrow CFR + t_r \tag{6.78}$$

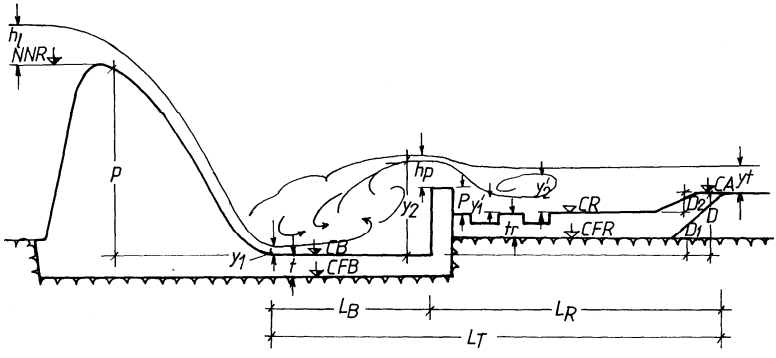


Fig. 6.93. Schemă de calcul al bazinului disipator simplu mixt.

Pe baza stabilirii grosimii radierului se cunoaşte cota feţei superioare a radierului (↓CB) şi se calculează adâncimea D a bazinului faţă de cota cunoscută a fundului albiei (↓CA):

$$D = \downarrow CA - \downarrow CB \tag{6.79}$$

Se calculează înălţimea p a deversorului şi debitul specific q ($m^3/s \cdot ml$) în bazinul disipator:

$$p = \downarrow NNR - \downarrow CB \tag{6.80}$$

$$q = \frac{Q}{B},$$

unde Q este debitul evacuat prin descărcător iar B lăţimea bazinului disipator.

Cunoscând sarcina de apă h_1 corespondentă debitului Q deversat se calculează adâncimea contractată y_1 conform relaţiei prelucrate după Bernoulli:

$$y_1 = \frac{q}{\varphi}\sqrt{\frac{\alpha}{2g\left(p + h_1 - y_1\right)}} \tag{6.81}$$

Ecuaţia (6.81) se rezolvă iterativ considerând în primul pas de calcul y_1 din membrul drept egal cu zero. Coeficientul de viteză φ are valori între 0,27 şi 1,00 în funcţie de debitul specific q ($m^3/s \cdot ml$) şi înălţimea deversorului p (m), conform tabelului 6.7 după Bradley şi Peterka [9].

Aşa cum s-a arătat mai înainte, coeficientul adimensional α ţine cont de distribuţia neuniformă a vitezelor în secţiune. La mişcări turbulente uniforme în canale de formă regulată $\alpha = 1{,}10...1{,}20$.

Tabelul 6.7

p (m) / q [m³/s · ml]	0	20	40	60	80	100	120	140	160	180
1	1,00	0,75	0,57	0,47	0,40	0,35	0,32	0,29	0,28	0,28
4	1,00	0,87	0,72	0,59	0,51	0,46	0,42	0,39	0,37	0,35
7	1,00	0,90	0,80	0,70	0,62	0,55	0,51	0,47	0,44	0,41
10	1,00	0,92	0,85	0,78	0,72	0,65	0,60	0,54	0,52	0,47
20	1,00	0,94	0,90	0,85	0,80	0,75	0,69	0,63	0,60	0,57
30	1,00	0,96	0,93	0,90	0,86	0,82	0,77	0,73	0,68	0,64
60	1,00	0,98	0,95	0,95	0,91	0,88	0,85	0,83	0,79	0,74
90	1,00	0,99	0,97	0,96	0,94	0,92	0,90	0,88	0,86	0,84

Adâncimea conjugată y_2, pentru cazul secţiunii dreptunghiulare se determină cu expresia:

$$y_2 = \frac{y_1}{2}\left(\sqrt{1+8Fr_1} - 1\right), \tag{6.82}$$

unde Fr_1 este numărul Froude la intrarea în salt:

$$Fr_1 = \frac{v_1^2}{gy_1} = \frac{q^2}{gy_1^3} = \frac{h_{cr}}{y_1}\ , \tag{6.83}$$

unde h_{cr} este adâncimea critică.

Cu datele calculate se verifică gradul de înecare a saltului k_s:

$$k_s = \frac{(D + y_t)}{y_2}\ . \tag{6.84}$$

Când $k_s = 1{,}05...1{,}10$ soluţia este optimă.

Când $k_s > 1{,}30...1{,}40$ se produc scăderi excesive ale numărului Froude la intrarea în salt ca urmare a efectului atenuator al saltelei relativ groase de apă asupra curentului deversant şi se reduce gradul de disipare a energiei în salt. Se recomandă ridicarea cotei bazinului luând măsurile constructive necesare.

Când $k_s < 1{,}00...1{,}05$, saltul este îndepărtat sau gradul său de înecare este nesatisfăcător. Se recomandă adâncirea bazinului pentru realizarea unui grad de înecare satisfăcător sau prevederea din aceleaşi motive a unui prag aval.

Adâncirea suplimentară Δy a bazinului pentru înecarea saltului se poate calcula orientativ cu relaţia:

$$\Delta y = 1{,}15\left|\left(y_2 - D - y_t\right)\right| \tag{6.85}$$

În acest caz, cu relaţiile (6.82), (6.83), (6.84) se verifică din nou gradul de înecare al saltului k_s şi iteraţiile continuă până la obţinerea unei valori satisfăcătoare pentru k_s. Din punct de vedere constructiv, coborârea cotei de fundare a bazinului pe lângă excavaţiile suplimentare pentru bazin necesită în general şi coborârea cotei de fundare a ploturilor deversante. În condiţii obişnuite, mai avantajoasă economic apare soluţia cu prag aval. Înălţimea pragului P se determină iterativ din condiţia ca debitul fictiv $\left(q_f\right)$ care deversează peste pragul considerat succesiv cu diverse înălţimi să corespundă cu debitul de calcul q:

$$q_f(P) = q \tag{6.86}$$

Debitul q_f se calculează cu formula deversoarelor (6.18) pentru o sarcină:

$$h_p = k_s\, y_2 - D_1 - P \tag{6.87}$$

ţinând seama de forma pragului şi de nivelul din aval. Coeficientul de debit m peste prag are în mod obişnuit valori de 0,41...0,44 (deversor înecat cu prag lat).

Valoarea lui P, care asigură trecerea debitului de calcul q pentru un D_1 şi k_s aleşi se determină prin interpolare sau grafic, aşa cum se prezintă în figura 6.94.

În etapa următoare se verifică dacă saltul secundar care se formează în aval de prag este înecat:

$$\begin{aligned} y_1' &= \frac{q}{\varphi}\sqrt{\frac{\alpha}{2g\left(P + h_p - y_1'\right)}} \\ y_2' &= \frac{y_1'}{2}\left(\sqrt{1 + 8Fr_1} - 1\right) \end{aligned} \tag{6.88}$$

Dacă $y_2' \le D_2 + y_t$ - soluţia este acceptabilă, saltul secundar fiind înecat.

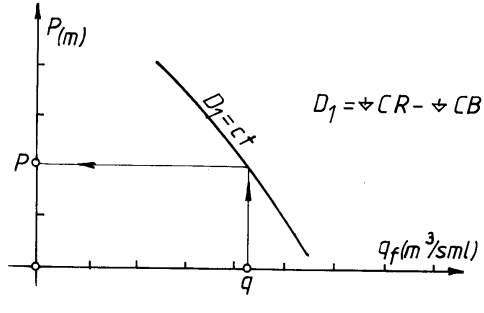


Fig. 6.94. Diagramă pentru determinarea înălţimii pragului bazinului de tip mixt.

Dacă $y_2' > D_2 + y_t$ - saltul secundar este îndepărtat şi sunt necesare măsuri constructive pentru înecarea lui.

Soluţiile posibile în acest ultim caz sunt prin ridicarea cotei rizbermei (↓CR) până la înecarea saltului secundar sau prin realizarea unui al doilea bazin cu prag care se calculează după modelul descris mai înainte.

După poziţionarea definitivă a lucrărilor în elevaţie se trece la calculul lungimii lor.

Lungimea bazinului (L_b) se recomandă să fie circa 80% din lungimea saltului (L_s):

$$L_b \cong 0{,}8\, L_s\,, \tag{6.89}$$

soluţie care conform studiilor experimentale asigură o stabilitate bună a saltului.

Lungimea saltului se poate determina cu relaţia dedusă experimental de Bradley – Peterka:

$$L_s = 6{,}15\, y_2\,, \tag{6.90}$$

valabilă pentru $20 < Fr_1 < 120$ şi acoperitoare în raport cu alte numeroase relaţii din literatura de specialitate.

Lungimea rizbermei, inclusiv protecţia ei terminală, se poate calcula după diverse relaţii empirice sau semiempirice bazate pe măsurători [3]:

$$L_R = (2{,}5 \ldots 3{,}0)\, L_s\,. \tag{6.91}$$

Lungimea rizbermei depinde de calitatea şi amplitudinea macrorugozităţilor realizate pe suprafaţa ei. Pentru a evita lungimi prea mari de rizbermă se recomandă ca la capătul ei aval să se prevadă o protecţie terminală. Protecţia terminală are rolul de a preveni dezvoltarea unor eventuale afuieri la racordul cu albia naturală.

În figura 6.95 se prezintă o schemă logică de calcul al bazinului disipator simplu şi al lucrărilor adiacente.

6.9.4. Bazine disipatoare pentru căderi mari

În cazul căderilor mari ($H > 50$ m, $v_1 > 30$ m/s, unde H este căderea şi v_1 viteza în secţiunea contractată), folosirea bazinelor cu dinţi devine tot mai puţin recomandabilă, datorită amplificării fenomenelor de cavitaţie care produc rapid degradarea dinţilor.

Pentru barajele înalte sunt preferabile sistemele cu devierea jetului (bazine cilindrice, trambuline), dar uneori condiţiile geologice sau topografice impun adoptarea de bazine disipatoare. În aceste condiţii trei tipuri de bazine pot fi luate în consideraţie: cu redane şi prag dinţat, cu radier înclinat sau dispuse în serie.

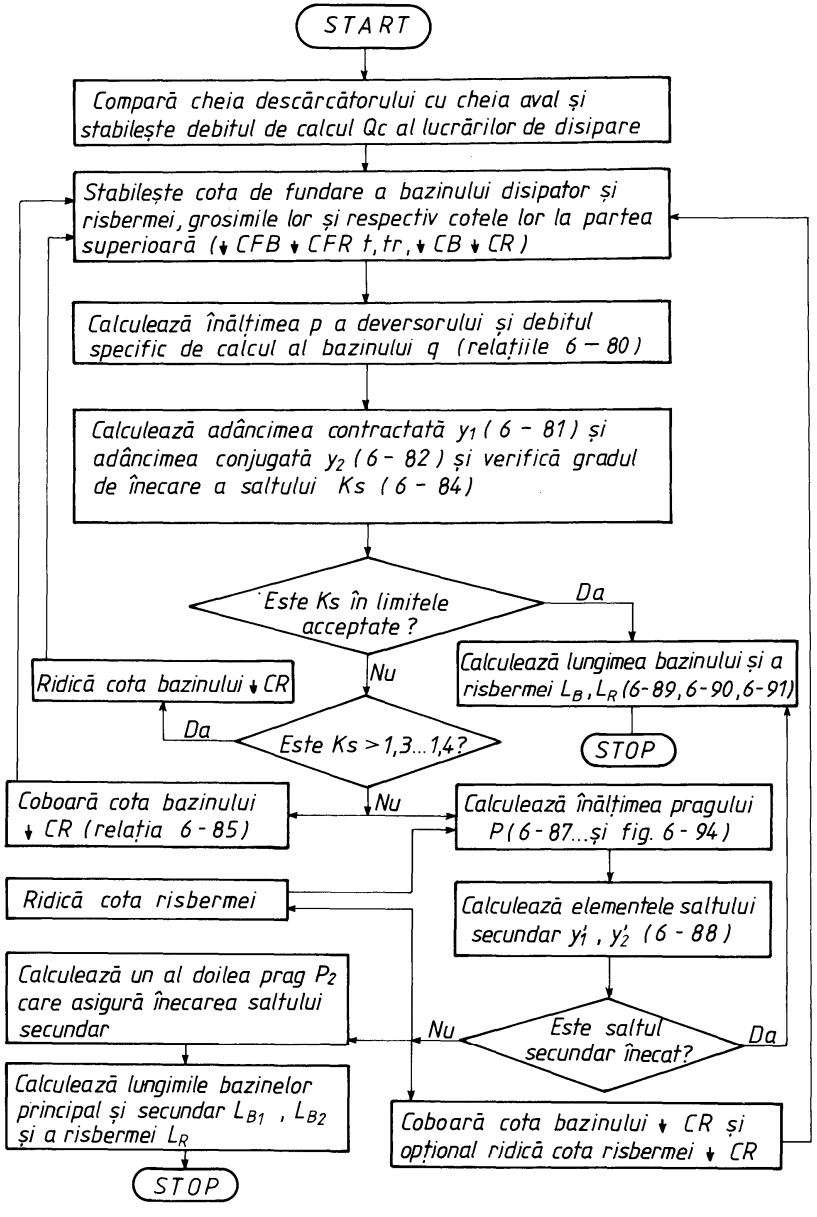

START
Compară cheia descărcătorului cu cheia aval și stabilește debitul de calcul Qc al lucrărilor de disipare
Stabilește cota de fundare a bazinului disipator și risbermei, grosimile lor și respectiv cotele lor la partea superioară (↓ CFB ↓ CFR t, tr, ↓ CB ↓ CR)
Calculează înălțimea p a deversorului și debitul specific de calcul al bazinului q (relațiile 6 – 80)
Calculează adâncimea contractată y_1 (6 - 81) și adâncimea conjugată y_2 (6 - 82) și verifică gradul de înecare a saltului Ks (6 - 84)
Este Ks în limitele acceptate ?
Da
Nu
Calculează lungimea bazinului și a risbermei L_B, L_R (6-89, 6-90, 6-91)
Ridică cota bazinului ↓ CR
Da
Este Ks >1,3...1,4?
STOP
Coboară cota bazinului ↓ CR (relația 6 - 85)
Nu
Calculează înălțimea pragului P (6 - 87...și fig. 6 - 94)
Ridică cota risbermei
Calculează elementele saltului secundar y_1', y_2' (6 - 88)
Calculează un al doilea prag P_2 care asigură înecarea saltului secundar
Nu
Este saltul secundar înecat?
Da
Calculează lungimile bazinelor principal și secundar L_{B1}, L_{B2} și a risbermei L_R
Coboară cota bazinului ↓ CR și opțional ridică cota risbermei ↓ CR
STOP

Fig. 6.95. Schemă logică de calcul al bazinului disipator simplu mixt.

Bazinul cu redane şi prag dinţat constă din redane la piciorul descărcă–torului care divizează lama şi prag masiv dinţat la capătul radierului care asigură formarea adâncimilor conjugate localizând saltul pe radier (fig. 6.96).

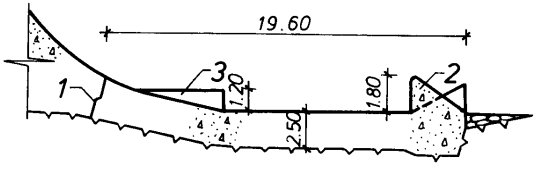


Fig. 6.96. Bazin disipator cu redane şi prag dinţat la barajul Imperial; *1* - rost perimetral, *2* - prag dinţat, *3* - redană.

Rolul redanelor nu este atât disipativ ci de diviziune a jetului; rezultă o anumită mărire a adâncimii contractate şi deci o oarecare reducere a adâncimii conjugate şi a lungimii saltului. Cota radierului se alege la fel ca pentru un bazin simplu şi cu aceleaşi condiţii de înecare a saltului. Lungimea saltului datorită prezenţei redanelor se reduce cu circa 25%.

Bazinul disipator cu prag înclinat se bazează pe ideea de a introduce între planul paramentului evacuatorului şi planul orizontal al radierului disipatorului un radier înclinat care să forţeze formarea mai către amonte a saltului. Astfel, deplasarea spre amonte a poziţiei secţiunii contractate poate conduce la unele economii de lucrări (excavaţii, betoane) deşi lungimea saltului pe plan înclinat este ceva mai mare decât pe plan orizontal. În figura 6.97 se prezintă mai multe exemple de bazine disipatoare cu prag înclinat.

Pantele radierelor variază între 1:4 şi 1:12, cea mai frecvent utilizată fiind panta de 1:8. Lungimea totală a bazinului betonat este mult mai redusă decât a saltului, în capătul aval realizându-se un prag masiv de beton, continuu sau şicanat. Soluţia este aplicabilă în amplasamentele unde albia în aval este stâncoasă, greu erodabilă.

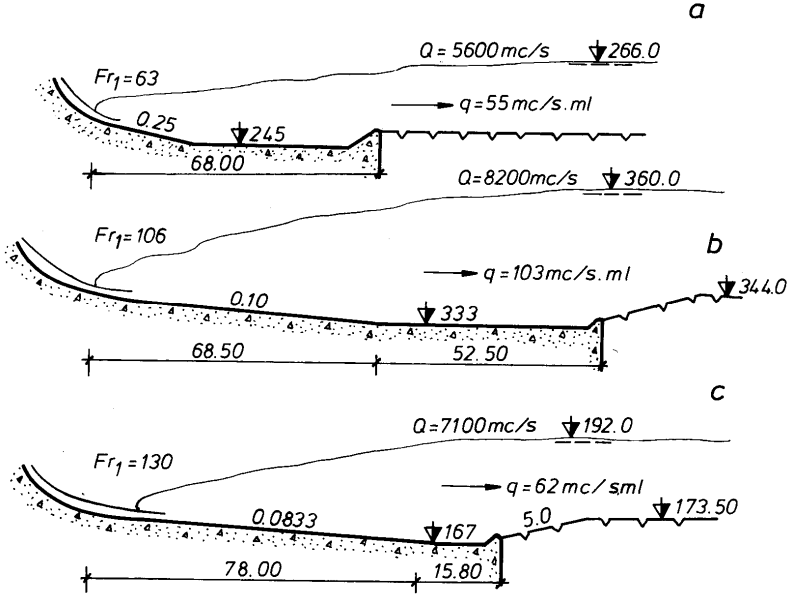


Fig. 6.97. Schiţe de bazine disipatoare cu radier înclinat realizate la barajele: *a* - Norris, *b* - Bhakra, *c* - Shasta.

Adâncimile conjugate (y_2) şi lungimile saltului (l_s) pentru bazine cu radier înclinat se pot determina după diagramele din figura 6.98. Lungimea bazinului se alege $l_b = 0{,}6\, l_s$, iar înălţimea pragului aval $(0{,}05...0{,}10)\, y_2$. Notaţia y_2 din figură corespunde adâncimii conjugate care apare în cazul radierului orizontal, iar y_t adâncimii apei din aval.

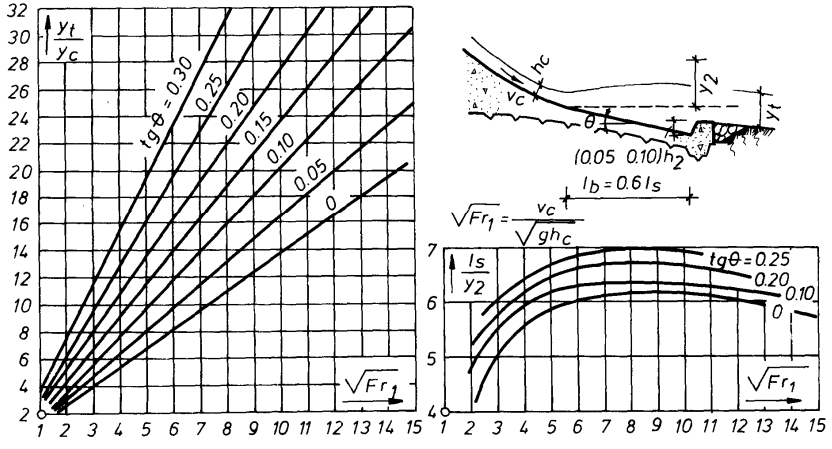


Fig. 6.98. Diagrame pentru determinarea caracteristicilor saltului în bazine disipatoare cu radier înclinat.

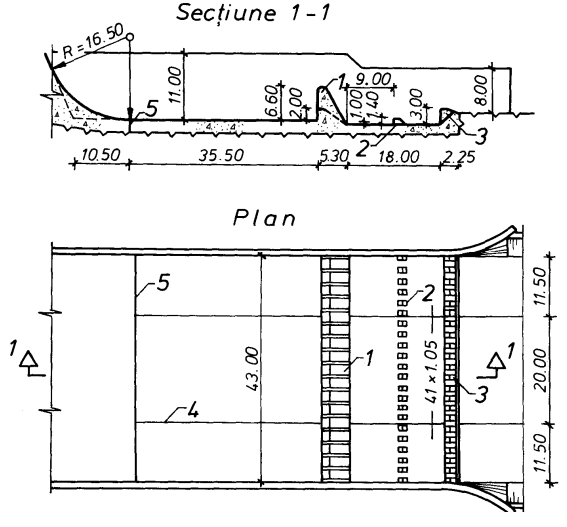


Fig. 6.99. Bazin disipator cu două trepte la barajul Poiana Uzului: *1* - prag cu fante, *2* - dinţi, *3* - prag şicanat, *4* - rost de contracţie, *5* - rost baraj-disipator.

Soluţia cu bazine disipatoare în serie se adoptă în următoarele situaţii:

– adâncimea bazinului simplu ar rezulta atât de mare încât ar antrena coborârea cotei generale de fundare;

– cota de fundare economică este ridicată astfel că înecarea saltului se face cu prag înalt, după care apare un al doilea salt care trebuie înecat;

– debitele specifice sunt foarte mari şi pot genera un al doilea salt la ieşirea din bazin.

Primul bazin se fundează la cota cea mai ridicată, admisibilă geotehnic, iar al doilea bazin, de dimensiuni mai reduse, se dimensionează astfel încât să localizeze saltul format după deversarea peste pragul primului bazin. În figura 6.99 se ilustrează soluţia cu două bazine disipatoare în serie, adoptată la barajul Poiana Uzului pentru un debit maxim de 540 m^3/s şi o cădere de 78 m.

6.10. Sisteme cu devierea jetului

6.10.1. Bazine curbe

Funcţionarea hidraulică a acestui tip de disipator (fig. 6.100) se bazează în principal pe formarea a două vârtejuri: unul de suprafaţă cu mişcarea în sens antiorar (dacă sensul de curgere este spre dreapta) şi altul de fund cu mişcare în sens orar. Mişcările vârtejurilor, de-a lungul şi în amestec cu curentul defluent asigură o disipare eficientă a energiei cinetice înalte a apei din bieful amonte şi previne eroziuni excesive în aval de bazinul curb. Funcţionarea corespunzătoare este condiţionată de existenţa unei adâncimi de apă mai mari sau cel puţin egale, cu adâncimile conjugate corespunzătoare saltului în regim de fund ce s-ar forma pentru debitul respectiv; la adâncimi mai mici, sistemul lucrează ca o trambulină cu bătaie scurtă.

Forma (în general cilindric-circulară cu rază mică) şi dimensiunile principale rezultate din teste pe model pentru două tipuri de bazine curbe (continue şi cu deflector) sunt ilustrate în figura 6.100. Funcţionarea hidraulică a celor două tipuri este asemănătoare dar anumite particularităţi le diferenţiază. Curentul cu viteze înalte părăsind marginea deflectorului curb continuu este direcţionat pronunţat ascendent. Aceasta creează o agitaţie puternică la suprafaţa apei şi un vârtej de adâncime violent în aval de bazin. În aceste condiţii curentul de fund târăşte material solid înapoi către marginea bazinului şi îl păstrează într-o stare permanentă de agitaţie. În cazul bazinului curb cu deflector, jetul cu viteze înalte părăseşte bazinul cu un unghi mult diminuat şi numai o parte din curentul cu viteză mare ajunge la suprafaţă. Astfel la suprafaţă agitaţia se diminuează şi se produce o dispersie mai bună a curentului în regiunea de deasupra bazinului. Vârtejul de adâncime are o putere de antrenare mai scăzută şi curgerea în aval este comparativ mai liniştită.

Bazinul curb neted este expus efectului de abraziune al particulelor solide târâte înapoi de vârtejul de adâncime. Spre exemplu la bazinul curb al barajului Grand Coulee ($H = 168\,\text{m}$) au apărut în timp degradări prin efecte de abraziune. Totodată agitaţia puternică de la suprafaţa apei conduce la formarea unor unde spre aval care au efecte de erodare a malurilor. În cazul bazinului curb cu deflectori aceste efecte sunt diminuate.

Bazinul curb cu deflectori este comparativ mult mai sensibil cu variaţiile de nivel în aval. La adâncimi în aval mai reduse se amplifică efectul de târâre iar la adâncimi în aval excesive se amplifică efectul de imersare a curentului şi a acţiunii de eroziune de fund. În consecinţă domeniul de aplicare al bazinelor curbe cu deflectori este mult mai restrâns decât al celor netede (v. fig. 6.84).

Efectele defavorabile ale bazinelor curbe se pot înlătura pe bază de studii cuprinzătoare pe modele hidraulice. Soluţii mai noi rezultate pe baza acestor studii sunt caracterizate de unghiuri de ieşire $\alpha < 45°$, radiere prelungite după tangentă pe o lungime mai mare şi uneori dinţi de formă hidrodinamică, nu atât cu rol disipativ, cât distributiv şi stabilizator.

În figura 6.101 se prezintă bazinul curb de la barajul Porţile de Fier 1 realizat în acord cu orientările menţionate mai înainte. Soluţia a fost stabilită pe baza a numeroase studii pe modele de disipare plane şi semi-spaţiale la scări de 1:30 şi 1:45, precum şi ale întregului ansamblu al nodului hidrotehnic la scări de 1:125 şi 1:100 (fig. 6.102). Studiile au furnizat date - eroziuni, repartiţia vitezelor în bieful aval, valuri - pentru fiecare variantă studiată. Soluţia cu bazin curb prelungit cu radier în contrapantă a rezultat cea mai economică. Ea a permis păstrarea cotei de fundare a bazinului egală cu aceea a barajului, soluţia fiind favorizată şi de calităţile bune ale rocii din amplasament. În general la alegerea unei soluţii cu bazin curb trebuie să se verifice dacă coborârea cotei de fundare, impusă de cota bazinului, nu implică un spor de volum de excavaţii având cost mai mare decât economia realizată prin reducerea lungimii construcţiilor de disipare.

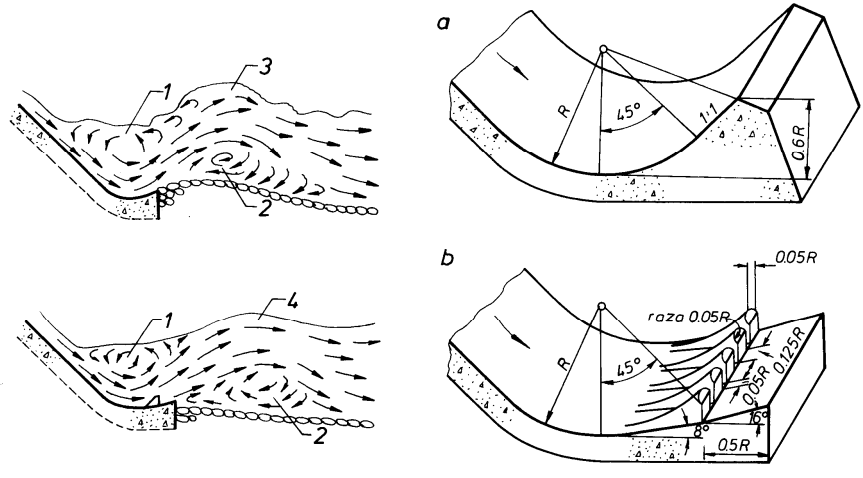


Fig. 6.100. Alcătuirea constructivă şi comportarea hidraulică a bazinelor curbe: *a* - netede, *b* - cu deflectori, *1* - vârtej în bazin, *2* - vârtej de adâncime, *3* - zonă de apă în fierbere, *4* - unde staţionare.

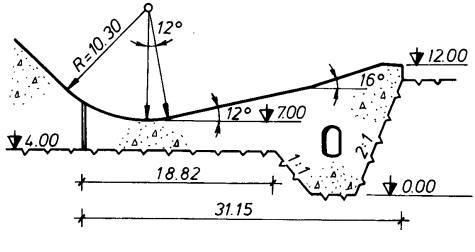


Fig. 6.101. Bazinul curb cu radier în contrapantă de la barajul Porţile de Fier 1.

Radierul bazinelor curbe trebuie armat corespunzător pentru a rezista la solicitările hidrodinamice importante din jetul de apă deviat. De asemenea trebuie verificat la plutire în diverse ipoteze de conjugare a biefurilor şi de subpresiuni pe talpă. Spre exemplu, în urma rezultatelor verificărilor la plutire, radierul bazinului curb de la barajul Porţile de Fier 1 a fost ancorat [30].

Proiectarea bazinelor curbe cu deflectori implică determinarea razei de curbură a bazinului şi domeniul admisibil al nivelurilor de apă din aval. Aceşti parametri aşa cum au rezultat din experimentări sunt sistematizaţi în diagramele din figura 6.103 în funcţie de numărul Froude. Valorile numărului Froude corespund cu punctul unde jetul deversant intră în bazin. Celelalte notaţii sunt definite în figura 6.103,*a*. Nivelurile din aval, realizate pentru toate debitele evacuate, trebuie să fie situate în intervalul nivelurilor limită. Când condiţia nu este îndeplinită se corectează raza de curbură a bazinului.

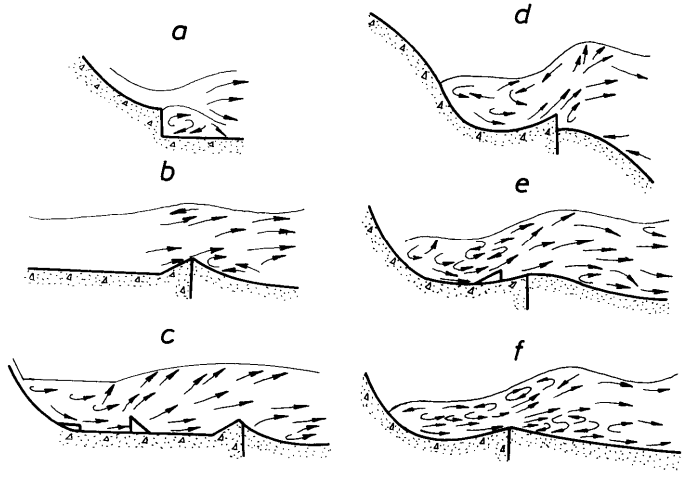


Fig. 6.102. Variante pentru sistemul de disipare, studiate pe modele pentru barajul Porţile de Fier 1: *a* - cu prag terminal, *b* - bazin simplu, *c* - bazin cu dinţi, *d* - bazin cilindric α =45°; *e* - bazin cilindric cu deflectori α =16°, *f* - bazin cilindric α =16° (α - unghiul dintre tangenta la radier şi orizontală, la capătul aval al bazinului).

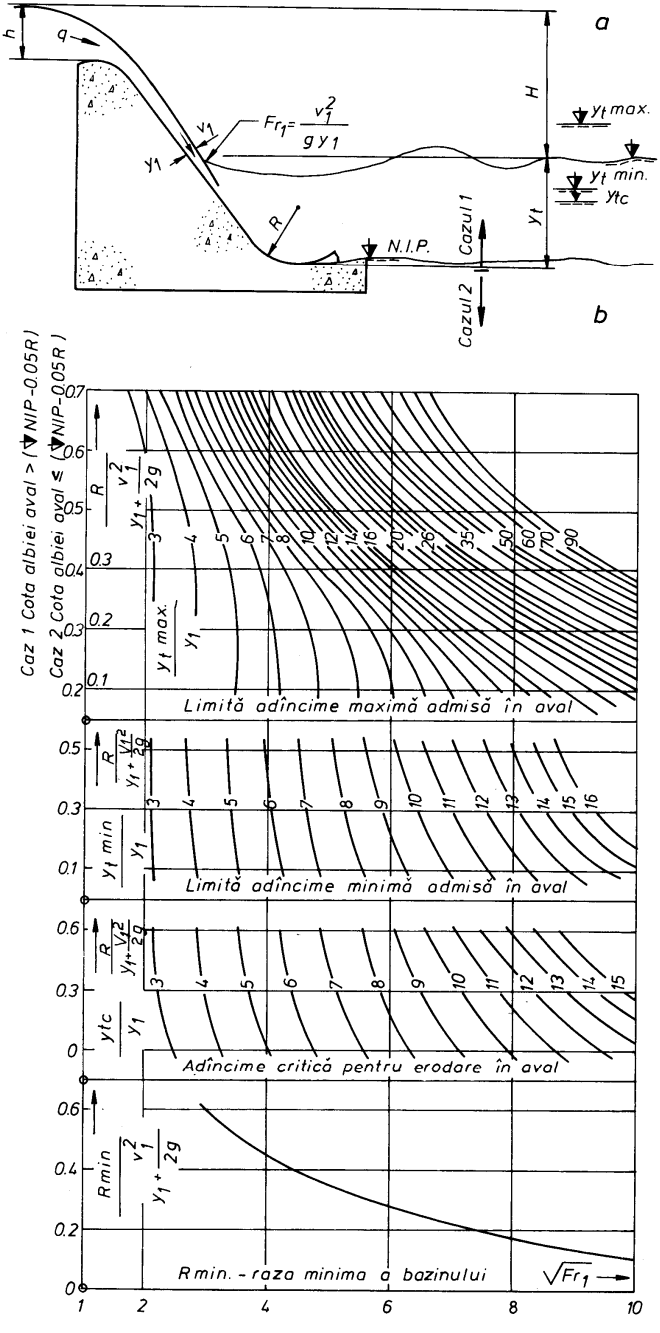


Fig. 6.103. Diagrame pentru dimensionarea bazinelor curbe cu deflectori [4]:
a - schemă cu notaţii, *b* - diagrame de calcul.

6.10.2. Prag vertical la piciorul barajului

Sistemul cu prag vertical la piciorul barajului s-a folosit mai ales în practica hidrotehnică din fosta Uniune Sovietică până în anul 1950. În figura 6.104,*a* se prezintă o astfel de soluţie aplicată la barajul Dneproghes (H = 62,90 m) pe Nipru. Sistemul constă în racordarea paramentului deversant cu o suprafaţă cilindrică în contrapantă a cărei margine se află deasupra albiei din aval. Astfel lama de apă la părăsirea pragului vertical este dirijată în sus. Formele de racordare sunt diverse [9]. Dacă nivelurile aval sunt suficient de ridicate, astfel încât dacă n-ar exista pragul racordarea s-ar face cu salt înecat în regim de fund, se realizează saltul superficial. Dacă nivelurile aval sunt coborâte, pragul funcţionează ca o trambulină [27].

Pragul vertical este avantajos pentru evacuarea şi tranzitul plutitorilor şi gheţii. Experienţa exploatării acestui sistem a pus în evidenţă şi unele deficienţe:

– formarea saltului superficial se realizează într-un domeniu limitat de variaţie a nivelurilor aval; la niveluri mai ridicate apar vârtejuri de suprafaţă (salt superficial înecat) care anulează avantajul principal al soluţiei - descărcarea nestingherită a plutitorilor;

– în aval de prag curgerea are un caracter ondulatoriu la distanţe mari, îngreunând navigaţia şi producând eroziunea malurilor;

– oscilaţiile bruşte de nivel produc solicitări hidrodinamice asupra albiei cu efecte de eroziuni importante chiar în cazul albiilor stâncoase.

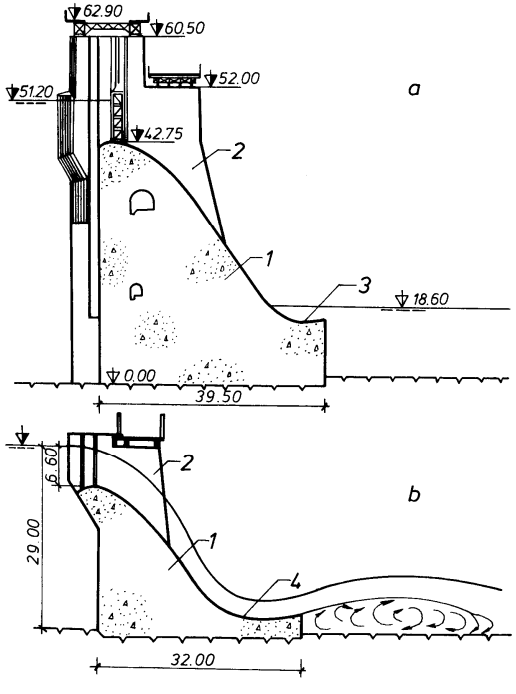


Fig. 6.104. Sisteme cu prag vertical la piciorul barajului: *a* - barajul Dneproghes (Ucraina), *b* - barajul Conowingo (SUA), *1* - baraj deversor, *2* - pilă, *3* - prag vertical, *4* - prag vertical trambulină.

Elemente privind calculul hidraulic al sistemului cu prag vertical se găsesc în lucrările [3] şi [27].

În unele cazuri (albie aval din stâncă rezistentă, deversări rare) se adoptă soluţii cu prag vertical şi atunci când nivelurile aval sunt reduse. Asemenea soluţii au fost folosite cu rezultate bune în SUA (barajele Conowingo (fig. 6.104,*b*), Pine Flat, Safe Harbor etc.) pentru evacuarea unor debite maxime de 12000... 14000 m^3/s (debite specifice 50...60 $m^3/s \cdot ml$), dar numai în albii din roci dure. În acest regim de funcţionare, pragul vertical realizează devierea şi aruncarea jetului la distanţă mare, funcţionând într-un mod asemănător cu o trambulină.

6.10.3. Trambuline

Soluţia cu evacuator trambulină s-a aplicat iniţial în Franţa la baraje arcuite prevăzute cu centrală hidroelectrică la piciorul aval, unde datorită îngustimii albiei debitele au trebuit evacuate pe deasupra clădirii centralei. Soluţia propusă de A. Coyne a dat rezultate bune şi ulterior ea s-a extins şi în multe ţări şi pentru alte tipuri de construcţii: baraje de greutate, baraje cu contraforţi, baraje arcuite obişnuite, descărcători de suprafaţă excavaţi în versanţi, debuşări din galerii sub presiune.

Constructiv, trambulina este alcătuită dintr-o placă deversantă cu pantă mare, terminată la partea inferioară cu o consolă curbă, situată la o cotă superioară faţă de bieful aval. În cazul descărcătorilor plasaţi pe versanţi, placa este înlocuită de canalul de evacuare. Lama de apă deversantă capătă o acceleraţie suplimentară pe curbă şi este proiectată la o distanţă mare în aval. În figura 6.105 sunt ilustrate trambulinele realizate la barajele arcuite Monteynard şi Picote.

În continuare se fac unele consideraţii asupra funcţionării trambulinelor, rezultate din exploatarea unor lucrări. Pe traseul de evacuare se produce o disipare a energiei datorită frecărilor care poate ajunge la 20% din sarcină. Totodată are loc o emulsionare a aerului în apă care poate deveni deosebit de intensă când stratul limită atinge suprafaţa liberă sau când apar zonele de discontinuitate laterale (desprinderi de pereţi etc).

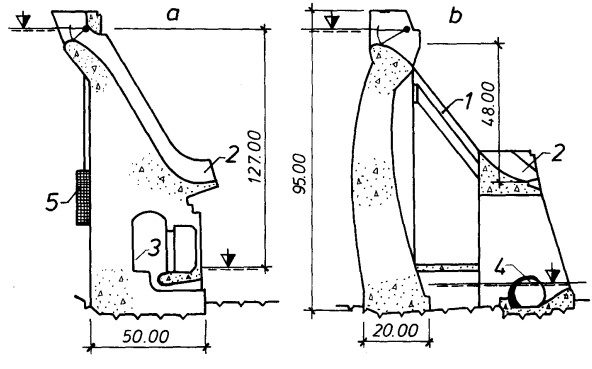


Fig. 6.105. Descărcători trambulină la baraje arcuite: *a* - Monteynard, *b* - Picote; *1* - placă deversantă, *2* - tram–bulină, *3* - centrală hidroe–lectrică, *4* - galerie de golire, *5* - priză.

Fenomenul de aerare reduce solicitările hidrodinamice în zona de impact prin mărirea suprafeţei jetului. Acest fenomen trebuie considerat de asemenea la dimensionarea zidurilor marginale ale trambulinei, pentru a preveni deversări laterale.

Experienţa exploatării primelor trambuline a arătat că eroziunile în albie pot atinge proporţii neaşteptate. La barajul Marèges, fundat pe granit, dupa 15 ani de exploatare s-a descoperit o groapă de eroziune cu adâncimi până la 20 m. Ea era situată la 60 m în aval de baraj şi nu avea însă tendinţe de extindere spre amonte.

Trambulinele în variante mai moderne se caracterizează prin trasee în plan de forme variate, urmărind reglarea lungimii de bătaie a lamei şi localizarea zonei de impact. Există variante cu îngustarea lăţimii curentului pentru a creşte lungimea de bătaie sau din contră cu creşterea lăţimii curentului prin evazarea trambulinei urmărind împrăştierea jetului. În alte variante prin înclinarea capătului consolei se obţine o mişcare de torsiune a jetului care amplifică emulsionarea lui. O asemenea soluţie s-a aplicat cu bune rezultate la barajul d′Aigle, pentru un debit maxim de 2000 m^3/s. După 10 ani de funcţionare a celor două trambuline de la barajul d′Aigle, eroziunile din zona de impact a jetului cu albia erau practic inexistente.

Principalele probleme hidraulice care apar la o soluţie cu trambulină sunt următoarele: stabilirea energiei disipate pe traseul evacuatorului de suprafaţă, aprecierea gradului de aerare a curentului pe traseul trambulinei, determinarea zonei de bătaie a jetului, prognoza eroziunilor în zona de impact.

Raza de racordare a consolei de capăt cu paramentul deversant (canalul rapid) se recomandă de 10...15 m. Bătaia lamei (L) se determină după formula traiectoriei balistice a unui mobil lansat din originea sistemului (x, y) cu viteza v_i şi sub unghiul α (fig. 6.106):

$$L = \frac{v_i^2 \cos\alpha}{g}\left(\sin\alpha + \sqrt{\sin^2\alpha - \frac{2gy}{v_i^2}}\right), \qquad (6.92)$$

unde y este coordonata la care axa lamei atinge nivelul apei din aval. Sub nivelul apei se admite că axa lamei este tangentă la traiectorie în punctul ei de intersecţie cu suprafaţa apei. Distanţa (L_t) la care se găseşte punctul de impact al axei lamei faţă de marginea trambulinei se poate atunci determina cu relaţia :

$$L_t = L + \frac{h_{er} + h_{av}}{\operatorname{tg}\alpha_f}, \qquad (6.93)$$

unde α_f este unghiul dintre axa lamei şi orizontală în punctul unde atinge suprafaţa apei, h_{av} - adâncimea apei în aval, h_{er} - adâncimea gropii de eroziune.

Din formula traiectoriei balistice se obţine:

$$\operatorname{tg}\alpha_f = \sqrt{tg^2\alpha + \frac{2gy}{v_i^2\cos^2\alpha}}\,. \tag{6.94}$$

În practică, din cauza frecării cu aerul, bătaia lamei L este mai mică decât cea calculată cu relaţia (6.92). După normele ruseşti bătaia reală a lamei se obţine prin aplicarea unui coeficient de corecţie subunitar (K) la valoarea obţinută cu relaţia (6.92). Coeficientul de corecţie depinde de numărul Froude în secţiunea contractată şi se poate determina din diagrama din figura 6.107.

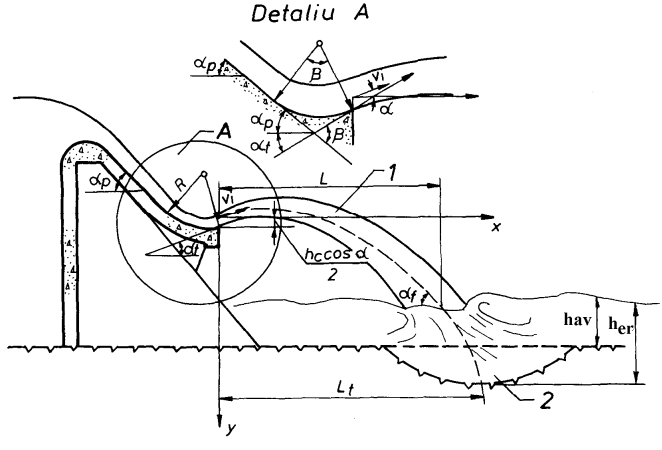


Fig. 6.106. Schemă pentru calculul racordării cu lamă liberă: *1* - traiectoria lamei de apă, *2* - groapă de eroziune.

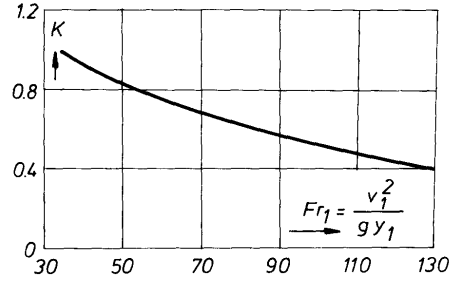


Fig. 6.107. Diagramă pentru determinarea coeficientului de reducere a bătăii jetului (K) datorită frecării cu aerul.

6.10.4. Bazine amortizoare pentru lame cu cădere liberă

Când lama deversantă în cădere liberă ajunge la o direcţie aproape de verticală, în zona de impact cu albia râului se va produce o groapă de eroziune. Adâncimea gropii de eroziune depinde de înălţimea de cădere, adâncimea apei în aval şi concentraţia curgerii (debitul specific). O relaţie empirică bazată pe date experimentale, după Veronese [4] pentru calculul adâncimii maxime a eroziunilor (d_s) are forma:

$$d_s = 1{,}587\, H_T^{0{,}225}\, q^{0{,}54}\,, \tag{6.95}$$

unde d_s este adâncimea maximă a eroziunilor măsurate în metri de la nivelul apei din aval; H_T este diferenţa de nivel între bieful amonte şi bieful aval în metri şi q este debitul specific deversant în $m^3/s \cdot ml$.

În vederea reducerii eroziunilor, mai ales dacă roca de bază este uşor erodabilă se realizează o saltea de apă amortizoare cu ajutorul unui prag în aval de baraj. În figura 6.108 se prezintă soluţia adoptată la barajul Drăgan. Descărcătorul de ape mari este alcătuit din 5 deschideri cu profil eliptic şi având fiecare 12,55 m lăţime, amplasate pe ploturile centrale ale barajului. Pentru o lamă de grosime maximă de 4,00 m descărcătorul deversează 544 m^3/s. Menţinerea cotei lacului la ↓NNR se asigură cu două fante de 0,50 m înălţime pe două dintre deschiderile deversante, a căror capacitate este de circa 100 m^3/s când lacul se găseşte la cota crestei deversorului. Zona aval a profilului deversant este amenajată cu o trambulină care asigură o bătaie a lamei de 62 m pentru debitul de 100 m^3/s (deversant prin fante) şi 75 m pentru debitul de 544 m^3/s (debitul de verificare). Roca de bază în amplasament este constituită din şisturi cuarţitice, micacee, cloritoase sau sericitoase cu rezistenţe la impact variind între 50...85 daN/cm^2. În vederea reducerii eroziunilor, în zona de impact s-a realizat o saltea de apă cu grosimea de 20...24 m prin construcţia unui prag deversant (contrabaraj) de circa 12 m înălţime la 150 m aval de baraj [31].

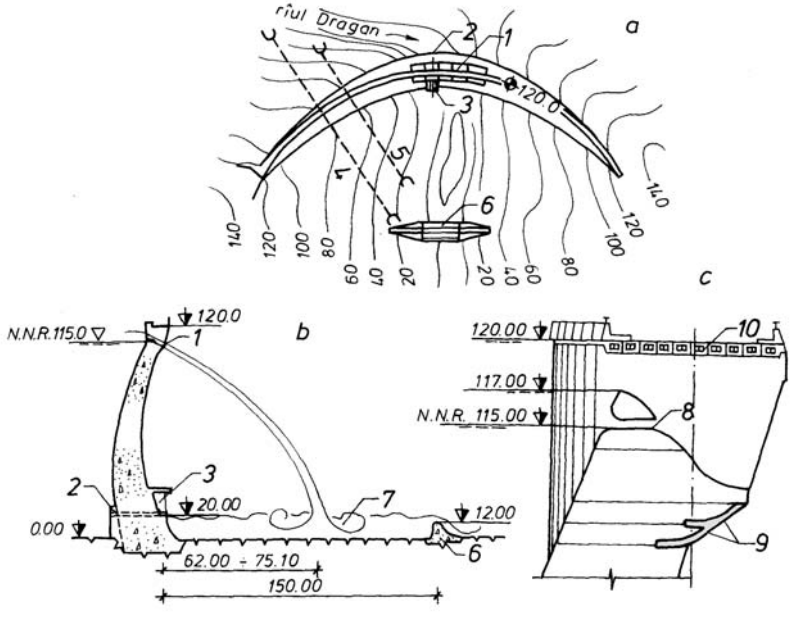


Fig. 6.108. Barajul Drăgan - Descărcători de suprafaţă şi adâncime: *a* - înscriere în plan, *b* - secţiune centrală, *c* - detaliu descărcător; *1* - front descărcător de suprafaţă, *2* - golire de fund, *3* - casă de vane, *4* - galerie de deviere a apelor, *5* - tunel de deviere a circulaţiei pe perioada construcţiei, *6* - prag deversor, *7* - bazin de amortizare, *8* - fante deversante, *9* - cofraje prefabricate, *10* - pod peste deversor din elemente prefabricate.

Batardoul aval din perioada construcţiei barajului poate fi conceput în final cu rol de contrabaraj pentru realizarea unei saltele de apă amortizoare în aval de barajul principal. O asemenea concepţie se ilustrează la barajul Vouglans din Franţa ($H = 120\,\text{m}$) (fig. 6.109), [32]. Evacuatorul de suprafaţă compus din 4 deschideri având fiecare o suprafaţă de $8{,}50 \cdot 8{,}50\,\text{m}^2$ deversează 1650 m^3/s. Lama cade pe o saltea de apă de circa 20,00 m adâncime realizată de batardoul aval sub formă de arc, din timpul construcţiei.

Adâncimea necesară a saltelei de apă în punctul de impact (h_{av}) în metri se poate estima aproximativ cu formula propusă de M.Vâzgo [3]:

$$h_{av} = AK\sqrt{q\sqrt{H_0}} \tag{6.96}$$

unde $H_0 = H + \dfrac{v_0^2}{2g}$ este înălţimea de cădere ţinând seama şi de viteza de acces (m); q - debitul specific ($\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{ml}$); $K = 1{,}342 \sin\alpha$ este un coeficient care depinde de înclinarea lamei faţă de orizontală în punctul unde atinge oglinda apei aval; A - coeficient de aerare a lamei funcţie de viteza v şi înalţimea h a lamei pe deversor; pentru $h = 0{,}5$ m şi v variind de la 5 la 25 m/s, coeficientul A variază de la 0,88 la 0,62; pentru $h = 0{,}8$ m şi acelaşi domeniu de variaţie a vitezelor $A = 1{,}00 \ldots 0{,}64$.

Formula (6.96) are un caracter orientativ deoarece nu consideră răspândirea în spaţiu a curentului deversat în bieful aval.

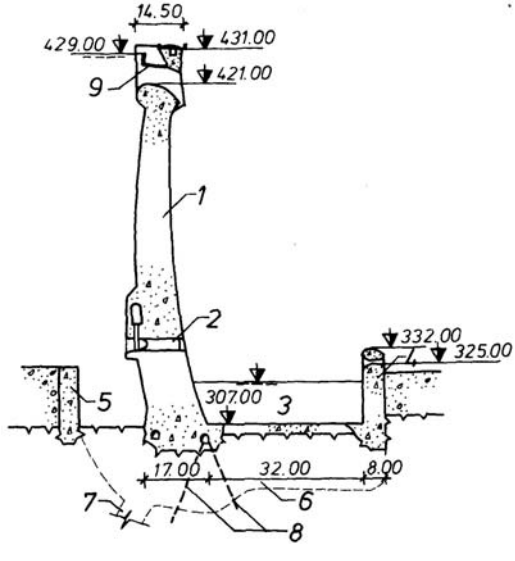


Fig. 6.109. Bazin de apă amortizor la barajul Vouglans (Franţa): *1* - plot deversant, *2* - golire de fund, *3* - bazin de amortizare, *4* - batardou aval, *5* - batardou amonte, *6* - zonă de rocă injectată, *7* - voal de etanşare, *8* - foraje de drenaj, *9* - stavilă segment 8,50 · 8,50 m.

6.11. Evoluţia concepţiilor în proiectarea lucrărilor de descărcare - disipare

6.11.1. Tendinţe actuale în proiectare

Informaţii dintre cele mai recente asupra unor lucrări de descărcare-disipare aflate în curs de realizare în diverse ţări, ilustrează o tendinţă evidentă spre creşterea gradului lor de compactitate, cu scopul obţinerii unor performanţe superioare în condiţii economice avantajoase. În timp, concepţia proiectanţilor a evoluat de la preferinţele pentru evacuatorii de suprafaţă continuaţi de un parament deversant (canal rapid) terminat cu un bazin disipator, la evacuatori de acelaşi tip continuaţi de un parament deversant terminat cu un sistem cu devierea jetului (bazin cilindric, prag terminal, trambulină), şi mai recent preferinţele se îndreaptă către orificii sub presiune, de secţiune mare, terminate cu trambuline foarte scurte [32].

Orientarea către orificii de secţiune mare cu curgere sub presiune se justifică prin capacitatea lor de descărcare şi elasticitatea în funcţionare, lungimea frontului de descărcare fiind în aceste condiţii sensibil mai mică decât în soluţiile tradiţionale. Adoptarea unor secţiuni mari de orificii a devenit pe deplin posibilă în paralel cu progresele din domeniul industriei vanelor de închidere. Combinarea descărcătorilor de suprafaţă cu cei de adâncime în condiţiile când lucrările de disipare sunt comune, asigură scurtarea frontului deversant şi realizarea întregului ansamblu de descărcare-disipare cu economii de cost.

Într-o interesantă analiză a tendinţelor în proiectarea lucrărilor de descărcare-disipare A. Zolotov şi M. Semenkov [33] arată că în perioada 1985-2000, în spaţiul Comunităţii Statelor Independente (CSI) circa 80% din nodurile hidrotehnice se vor realiza pe fundaţii de stâncă în văi relativ înguste în care raportul L_c / H_b (L_c - lungimea la coronament, H_b - înălţimea barajului) variază între 2...20. Mai mult de 75% din nodurile hidrotehnice au prevăzute în alcătuirea lor părţi din baraje de pământ. În aceste condiţii costul lucrărilor de descărcare-disipare se menţine în limitele 6...25% din costul total al lucrărilor din nod.

În tabelele 6.8 şi 6.9 se prezintă date comparative asupra tipurilor de descărcători şi modului de racordare a biefurilor la barajele care urmează să se realizeze în CSI în perioada 1985-2000.

Tabelul 6.8

Tipul descărcătorului	**Numărul relativ de lucrări prevăzute [%]**	**Căderea (*H*) [m]**	**Debitul de calcul [m^3/s]**
Deversoare de suprafaţă	46	6...60	1000...15000
Descărcători de adâncime (orificii)	22	40...130	4000...45000
Descărcători-galerii	32	60...205	1000...15000

Tabelul 6.9

Sistemul de racordare a biefurilor	Numărul relativ de noduri hidrotehnice %	Cădere (*H*) [m]	Puterea curentului deversant MW*
Cu devierea jetului	55	40...210	1000...30000
Cu bazin disipator	45	15...130	100...10000

*) Puterea curentului deversant (P) se determină cu relaţia :

$$P = 9{,}81\,QH(kW) = 9{,}81 \cdot 10^{-3} QH(MW)\,, \qquad (6.97)$$

unde Q este debitul de calcul în m^3/s, iar H căderea dintre bieful amonte şi bieful aval în metri.

Domeniile statistice de folosire ale diverselor tipuri de descărcători pentru barajele de pământ prevăzute a fi realizate în CSI în perioada 1985-2000 sunt redate în diagrama din figura 6.110; analog pentru sistemele de racordare a biefurilor la viitoarele baraje, în diagrama din figura 6.111.

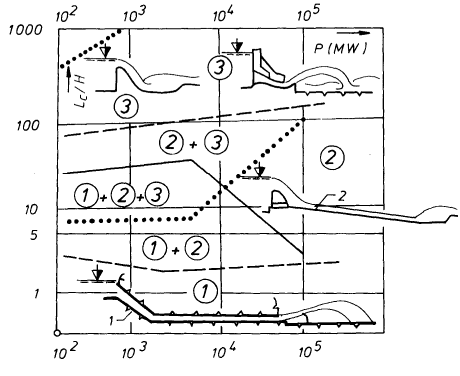


Fig. 6.110. Prelucrări privind utilizarea diverselor tipuri de descărcători la baraje de pământ din spaţiul Comunităţii Statelor Independente (CSI): *1* - galerii de descărcare, *2* - canale de coastă, *3* - descărcători de suprafaţă şi adâncime în albie; linie continuă (------) limită domeniu tip 1, linie întreruptă (- - - -) idem tip 2, linie din puncte (. . . . .) idem tip 3, P - putere curent deversant, H - cădere, L_C - lungime baraj la coronament.

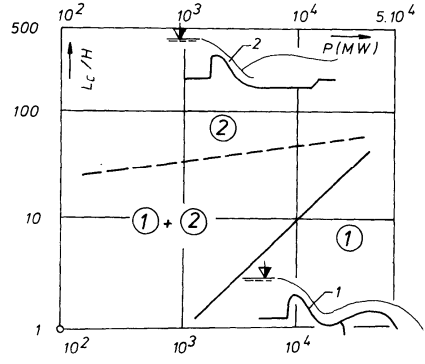


Fig. 6.111. Prelucrări privind aplicarea diverselor sisteme de racordare a biefurilor la baraje din CSI: *1* - sisteme cu devierea jetului, *2* - bazine disipatoare; linie continuă (------), limită domeniu sistem 1; linie întreruptă (- - - -) idem sistem 2; P - putere curent deversant, H - cădere, L_C - lungime baraj la coronament.

Datele statistice prezentate mai înainte referitoare la sistemele de descărcare-disipare ale viitoarelor baraje din CSI confirmă tendinţele generale menţionate la începutul acestui punct. Sunt de reţinut tendinţele de utilizare frecventă a descărcătorilor-galerii pentru căderi foarte mari. Descărcătorii de tip orificii sunt avantajoşi în special pentru debite de calcul foarte mari. Cel mai

performant descărcător - de tip orificii din CSI atinge $Q_{\max} = 45000\,\mathrm{m^3/s}$. În legătură cu racordarea biefurilor, sistemul cu devierea jetului este preferabil pentru puteri mari ale curentului deversant (peste 1000 MW).

În legătură cu regimul de lucru al sistemului de descărcare-disipare se constată că ipotezele de dimensionare sau verificare au probabilităţi extrem de reduse de a se produce pe durata de serviciu a lucrării. Apare raţional ca de exemplu pentru bazinele disipatoare să se admită un anumit grad de asigurare pentru înecarea saltului, concepţie care se poate concretiza în importante reduceri de costuri ale lucrărilor.

Presiunile de lucru pe suprafeţele descărcătorilor de suprafaţă (paramente deversante, canale rapide, trambuline) trebuie să se încadreze în valorile minime care asigură protecţia lor împotriva efectelor cavitaţiei. În paragraful 6.2.1 s-au prezentat unele măsuri pentru combaterea cavitaţiei. În general vitezele maxime pe traseul unui descărcător nu trebuie să depăşească 40 $\mathrm{m^3/s}$.

6.11.2. Goliri de adâncime cu secţiuni mari

Descărcătorii de suprafaţă pot îndeplini numai unele dintre funcţiile descărcătorilor, aşa cum s-au prezentat în paragraful 6.1.1. În contrast, golirile de fund sau intermediare au capacitatea să îndeplinească cea mai mare parte din funcţiile menţionate. Tendinţele sporite pentru echiparea barajelor cu goliri de fund şi intermediare importante sunt justificate şi ele sunt susţinute prin progresele realizate în industria vanelor pentru secţiuni mari.

În legătură cu siguranţa oferită de golirile de adâncime se poate face constatarea că performanţele lor sunt practic limitate la debitul de calcul; dacă regimul viiturilor în amplasament este puţin cunoscut, ele oferă deci un grad de siguranţă mai mic decât evacuatorii de suprafaţă tradiţionali (la care capacitatea de descărcare creşte cu sarcina de deversor).

Pentru exemplificarea acestei concepţii, în figura 6.112 se prezintă evacuatorii de la barajului arcuit La Barthe (Franţa) cu înălţimea maximă de 70 m şi lungimea la coronament de 140 m. Evacuatorul este alcătuit din două goliri de fund cu secţiunea $3{,}50 \cdot 3{,}50\,\mathrm{m^2}$ capabile la o sarcină de 59 m să evacueze un debit de $2 \cdot 350 = 700\,\mathrm{m^3/s}$ şi 4 orificii de suprafaţă cu dimensiunea de $10 \cdot 4{,}25\,\mathrm{m^2}$ echipate cu vane segment şi care pot evacua $4 \cdot 450 = 1800\,\mathrm{m^3/s}$.

Într-o concepţie similară, descărcătorii de la barajul de Buyo (Coasta de Fildeş) sunt alcătuiţi din 5 goliri de fund de $9 \cdot 4{,}70\,\mathrm{m^2}$ funcţionând sub o sarcină de 33 m şi 5 câmpuri de suprafaţă de $9 \cdot 2{,}50\,\mathrm{m^2}$ controlate de stavile clapetă. Sistemul evacuează un debit total de 4500 $\mathrm{m^3/s}$ (fig. 6.113).

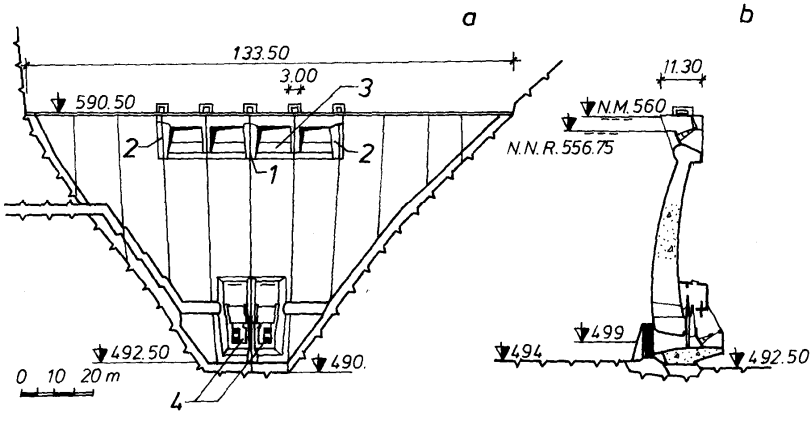


Fig. 6.112. Descărcători de suprafaţă şi adâncime la barajul La Barthe (Franţa): *a* - vedere din aval, *b* - secţiune transversală; *1* - deflector central, *2* - deflector lateral, *3* - deversor din 4 câmpuri de $10 \cdot 4{,}25$ m^2, *4* - două goliri de fund de $3{,}50 \cdot 3{,}50$ m^2.

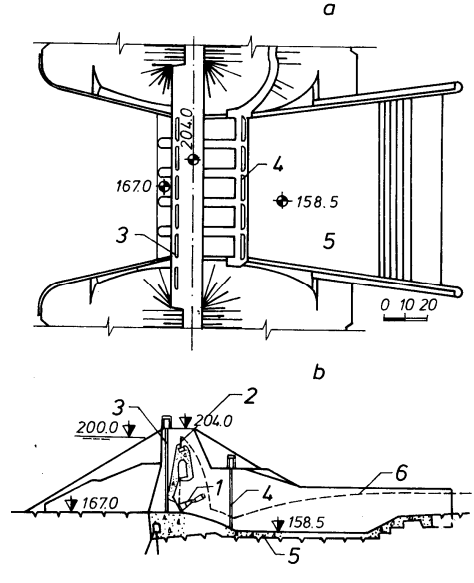


Fig. 6.113. Descărcători la barajul de Buyo (Coasta de Fildeş): *a* - vedere în plan, *b* - secţiune transversală tip; *1* - *5* goliri de fund echipate cu vane segment de $9 \cdot 4{,}70$ m^2, *2* - *5* câmpuri de suprafaţă echipate cu stavile clapetă de $9 \cdot 2{,}50$ m^2, *3* - nişă batardou amonte, *4* - nişă batardou aval, *5* - bazin disipator, *6* - suprafaţă lamă deversantă.

6.11.3. Descărcători de siguranţă

Combinarea unor descărcători tradiţionali din beton cu descărcători de siguranţă din diguri de pământ erodabile (erodable bund emergency spillway sau fuse-plug spillway) apare uneori ca soluţie raţională şi care s-a aplicat cu succes în ţări ca SUA, India, Australia, Swaziland şi altele [13], [34], [35].

Descărcătorii de siguranţă se utilizează în două concepţii: fie numai ca siguranţă în exploatare, mai ales atunci când evacuatorul principal este echipat cu stavile care se pot bloca sau când există incertitudini asupra debitelor maxime, fie ca evacuator secundar, cel principal fiind prevăzut să evacueze 60...80% din debitul maxim. Cota descărcătorului de siguranţă este mai ridicată decât a descărcătorului principal, astfel că el intră în funcţiune numai la depăşirea debitului maxim prevăzut a fi evacuat prin descărcătorul principal. Curentul de apă deversat peste descărcătorul de siguranţă spală treptat materialul pământos din care este alcătuit mărind astfel capacitatea evacuatorului.

Una din problemele cele mai dificile care trebuie rezolvate în cazul descărcătorilor de siguranţă este asigurarea unui anumit ritm de erodare a secţiunii lor, în corelaţie cu viitura de calcul. Problema se rezolvă prin alegerea corespun–zătoare, pe bază de teste de laborator, a dimensiunilor granulelor si a curbelor granulometrice ale materialelor care compun corpul descărcătorului de siguranţă. Neerodarea în ritmul prevăzut a descărcătorului de siguranţă conduce la depăşirea nivelelor de apă estimate, deversarea eventuală a barajului cu consecinţe dezastruoase.

Avantajele economice ale soluţiilor cu descărcători de siguranţă rezultă din costul lor specific mai redus decât al descărcătorilor tradiţionali şi din simplificarea lucrărilor de disipare care le sunt asociate.

În figura 6.114 se prezintă schema descărcătorilor de la barajul Mnjoli ($H = 42$ m) din Swaziland. Descărcătorul principal din beton a fost dimensionat pentru debitul maxim cu perioada de revenire 1 la 100 de ani ($Q_{\max} = 950\,\mathrm{m^3/s}$, volumul viiturii $26{,}04 \cdot 10^6\,\mathrm{m^3}$). Descărcătorul de siguranţă este conceput să intre în funcţiune la debite care depăşesc pe cel menţionat mai înainte ($Q_{\max\ probabil} \cong 7650\ \mathrm{m^3/s}$ şi volumul viiturii maxime probabile $232{,}5 \cdot 10^6\,\mathrm{m^3}$). Costul total al lucrărilor de descărcare a rezultat astfel: 63% costul descărcătorului din beton, 37% costul descărcătorului de siguranţă realizat din materiale erodabile.

Descărcătorul de siguranţă a fost prevăzut cu un perete transversal despărţitor, cotele crestei descărcătorului de o parte şi de alta a peretelui fiind decalate cu 60 cm. Această dispoziţie a avut scopul să gradeze intrarea în lucru a descărcătorului. Alcătuirea secţiunii transversale a descărcătorului şi granulometria materialelor (fig. 6.115) au fost alese în corelaţie cu soluţia de la descărcătorul de siguranţă al barajului Oxbow. Studii extinse pe modele de laborator pentru descărcătorul barajului Oxbow au arătat că după producerea breşei până la cota fundaţiei, eroziunile au progresat pe orizontală cu o viteză de 1,7 m/minut în zona de pietriş monogranular şi 0,43 m/minut în zona de mărgăritar şi pietriş [34].

În ianuarie 1984, în timpul Ciclonului Domoina, descărcătorul de siguranţă al barajului Mnjoli a intrat în funcţiune, fiind erodat şi protejând astfel barajul de o eventuală catastrofală deversare. Eroziunile în albie în aval de descărcătorul de siguranţă au fost însă severe.

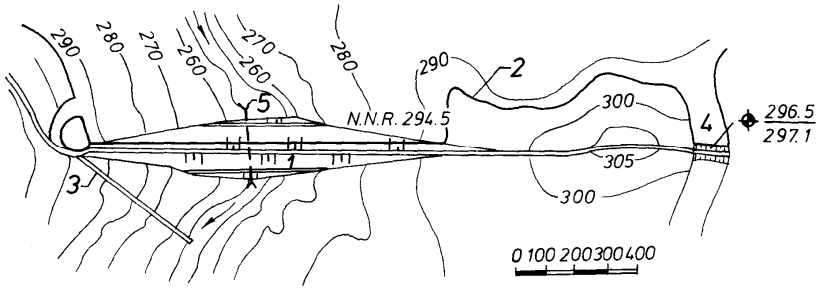
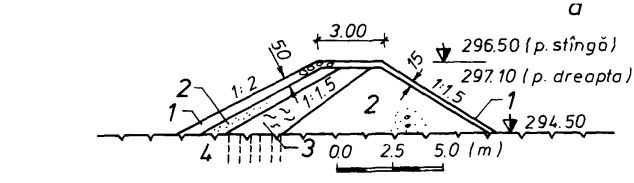


Fig. 6.114. Barajul Mnjoli (Swaziland) - plan de situaţie [35]: *1* - corp baraj, *2* - conturul lacului la nivel normal de retenţie, *3* - descărcător de serviciu, *4* - descărcător de siguranţă, *5* - golire de fund.



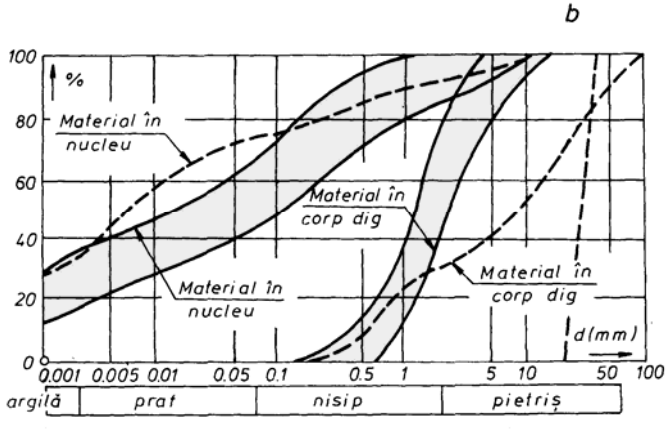


Fig. 6.115. Date asupra descărcătorului de siguranţă de la barajul Mnjoli [35]: *a* - secţiune transversală tip, *1* - strat monogranular de protecţie din agregate de betoane cu dimensiuni de 40 mm, *2* - filtru de nisip, *3* - nucleu argilos, *4* - injecţii de legătură; *b* - curbe granulometrice ale materialelor din diguri fuzibile; linie continuă (---) curbe granulometrice la barajul Mnjoli, linie întreruptă (- - -) curbe granulometrice la barajul Oxbow.

6.11.4. Deversarea barajelor de piatră

Unele studii au fost iniţiate privind curgerea prin şi peste umpluturi din piatră. Experienţa unor baraje de piatră care au fost deversate în timpul construcţiei, au arătat că, uneori cu amenajări minime umpluturi de piatră au suportat satisfăcător trecerea unor viituri importante [36].

Barajul Hans Strijdom (H = 57 m, Africa de Sud), din piatră cu nucleu de argilă, într-o anumită fază de execuţie (batardou amonte terminat, depuneri de anrocamente în corpul barajului de 1,5 m) a fost deversat şi parţial spălat. În timpul evenimentului două mecanisme particulare de spălare au fost observate:

– eroziunea paramentului aval a fost accelerată prin alunecările unor prisme superficiale de suprafaţă;

– apa a inundat nucleul şi infiltrându-se prin filtrul aval a provocat spălarea părţilor fine din straturile de anrocamente din prismul aval, cauzând în final importante tasări.

La refacerea construcţiei paramentul aval a fost realizat în trepte de 1,50 m înălţime pentru a permite disiparea energiei în caz de deversare. Prismul de piatră aval a fost armat cu ancore şi acoperit pentru protecţie cu plase de sârmă. Măsuri constructive asemănătoare au fost luate la barajul Xonxa ($H = 39$ m, Africa de Sud) (fig. 6.116).

În cazul unor baraje de piatră de mică înălţime şi debite de descărcare mici s-au aplicat soluţii de deversare prin corpul barajului. Un exemplu este barajul Laughing Jack din Tasmania de 17 m înălţime, cu pante ale taluzelor de 1:1,33, alcătuit din piatră cu nucleu înclinat de etanşare. Cota superioară a nucleului s-a situat cu 2,5 m sub cota coronamentului barajului, iar anrocamentele la partea superioară au fost selectate din condiţia de permeabilitate. Deversorul "prin corpul de piatră" al barajului are o capacitate de circa 25 m^3/s şi a funcţionat satisfăcător de-a lungul a peste 15 ani de exploatare la data comunicării [13].

Deversarea umpluturilor de piatră în curs de înălţare sunt frecvent admise în practica execuţiei barajelor de piatră. În acest scop umpluturile se consolidează cu ancore din oţel şi se acoperă cu plase de sârmă de protecţie contra afuierilor.

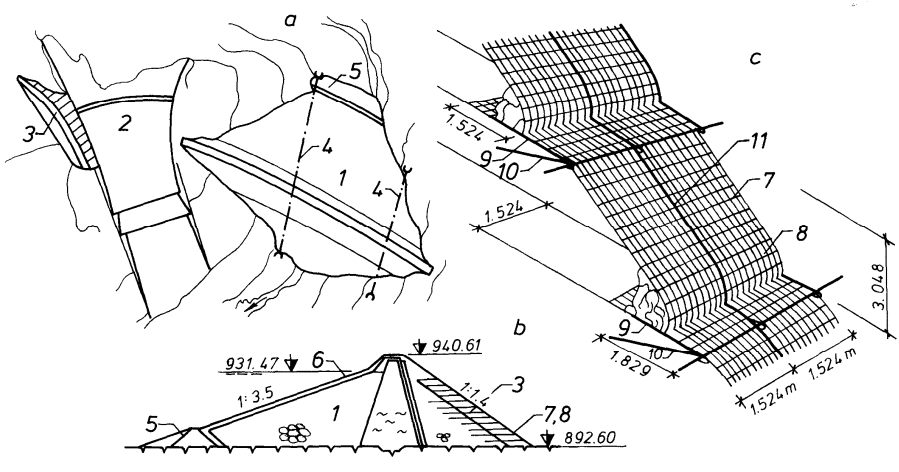


Fig. 6.116. Barajul Xonxa - consolidarea paramentului aval în vederea deversării; *a* - plan de situaţie, *b* -secţiune transversală tip, *c* - protecţia paramentului aval; *1* - corp baraj, *2* - descărcător canal frontal, *3* - baraj de închidere, *4* - golire de fund şi intermediară, *5* - batardou amonte, *6* - rip-rap, *7* - reţea de bare orizontale ϕ 10 mm la 380 mm distanţă, *8* - reţea de bare verticale ϕ 6,4 mm la 150 mm distanţă, *9* - ancore principale ϕ 29 mm, *10* - ancore înclinate ϕ 24 mm, *11* - bare de întărire ϕ 19 mm.

Datorită duratei de viaţă limitate a plaselor de sârmă sau ancorelor de oţel, aceste soluţii au caracter provizoriu, limitându-se la asigurarea trecerii viiturilor

numai în perioada construcţiei barajului. Totuşi, la barajul Moochalabra ($H = 15$ m, Australia), o asemenea soluţie s-a aplicat pentru o durată mai lungă decât perioada construcţiei (fig. 6.117).

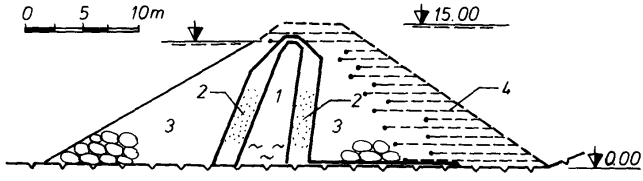


Fig. 6.117. Barajul Moochalabra (Australia) amenajat pentru deversare: *1* - nucleu din material argilos, *2* - filtre, *3* - prisme de piatră, *4* - reţea din bare de oţel ancorate în prismul de piatră.

Experienţa unor soluţii de tipul celei prezentate în figura 6.117 arată că barajele cu corpul alcătuit din anrocamente de dimensiuni mari şi cu panta taluzului aval mult îndulcită, pot suporta deversări moderate de circa 1 m^3/s pe metru liniar de coronament. Soluţia ar putea fi avută în vedere numai pentru baraje de piatră de foarte mică înălţime, pentru că volumele de material necesare pentru îndulcirea pantei taluzului aval cresc considerabil odată cu creşterea înălţimii barajului.

Bibliografie

1. Popovici, A., Şuprovici, P., *Construcţii Hidrotehnice. Aplicaţii vol. I.* Institutul de Construcţii, Bucureşti, 1986.
2. ***, Directive de proiectare a amenajărilor hidroenergetice. INCEMENERG, Ministerul Energiei Electrice, Bucureşti, 1980.
3. Prişcu, R., *Construcţii Hidrotehnice*. Editura Didactică şi Pedagogică, Bucureşti, 1974.
4. ***, *Design of Gravity Dams. A Water Resources Technical Publication*. United States Government Printing Office, Denver, 1976.
5. Ionescu, Şt., *Siguranţa în funcţionare a evacuatorilor de ape mari echipaţi cu stavile*. Hidrotehnica, nr. 3 şi 7, 1982.
6. Mihoc, Gh., Muja, A., Datcu, E., *Bazele matematice ale teoriei fiabilităţii.* Editura Dacia, Cluj-Napoca, 1976.
7. Hortopan, I., *Enciclopedia apelor - Gardă*. Hidrotehnica, nr. 6, 1980.
8. Davis, C.V., Sorensen, K.E., *Handbook of Applied Hydraulics*. *Third Edition*. Mc Graw-Hill Book Company, New-York, 1969.
9. Cioc, D., *Hidraulică*. Editura Didactică şi Pedagogică, Bucureşti, 1974.
10. Chiselev, P.G., *Îndreptar pentru calcule hidraulice*. Editura Energetică de Stat, Bucureşti, 1953.
11. Dao-Yang, D., Man-Ling L., *Mathematical model of flow over a spillway dam*. Q50, Proceedings 13-th International Congress on Large Dams, New-Delhi, 1979.
12. ***, *Design of Small Dams A Water Resources Technical Publication.* United States Government Printing Office, Denver, 1965.
13. Johnson, R.B., *Spillway types in Australia and factors affecting their choice* Q41. Proceedings 11-th International Congress on Large Dams, Madrid, 1973.
14. Florescu, D., Ispas, D., *Etudes hydrauliques sur modèle reduit et dispositions constructives des evacuateurs de crue du barrage de Gura Apelor*. Q50, Proceedings 13-th International Congress on Large Dams, New Delhi, 1979.
15. Tecuci, I., *Studiul pierderilor de sarcină la mişcarea turbulentă în canale şi conducte cu macrorugozităţi*. Teză de doctorat, Institutul de Construcţii Bucureşti, 1987.
16. Certousov, M.D., *Hidraulică* (traducere din limba rusă). Editura Tehnică, Bucureşti, 1966.
17. Popovici, A., Tecuci, I., Smeureanu, Ş., *Analiza seismică tridimen–sională a turnului de priză cu descărcător al barajului Frumoasa.* Hidrotehnica, nr. 12, 1980.
18. Regan, R.P., Munch, A.V., Schrader, E.K., *Cavitation and Erosion Damage of Sluices and Stilling Basins at Two High Head Dams*. Q50, Proceedings 13-th International Congress on Large Dams, New-Delhi, 1979.

19. Strassburger, A.G., *Spillway Energy Dissipator Problems.* Q41, Proceedings 11-th International Congress on Large Dams, Madrid, 1971.
20. ***, *Accidente la construcţii hidrotehnice*. Institutul de Studii şi Proiectări Hidroenergetice, Bucureşti, 1984.
21. Kuzmin, K.K., *O propuske stroitelnâh rashodov cerez ghidrouzlî s vîsokimi plotinami*. Ghidrotehniceskoe Stroitelstvo, No. 9, 1983.
22. ***, *Condiţii tehnice pentru proiectarea evacuatorilor de adâncime ai barajelor*. Institutul de Studii şi Proiectări Hidroenergetice, Bucureşti 1982.
23. ***, *Smoother spillway.* Construction Today. International Magazine of Civil Engineering, November, 1987.
24. Pinto, N.L., Neidert, S.H, Ota, J,J., *Aeration of high velocity flows*. Water Power & Dam Construction. February, 1982 and March, 1982.
25. Echer, L., and Siegenthaler, A., *Spillway aeration of the San Roque project.* Water Power & Dam Construction. September, 1982.
26. Schulthess, D., *Vortex tower for the El Cajon spillway intake.* Water Power & Dam Construction, July, 1985.
27. Dumitrescu, D., Răzvan, E., *Disiparea energiei şi disipatori de energie*. Editura Tehnică, Bucureşti, 1972.
28. Rudavski, A.B., *Selection of spillways and energy dissipators in preliminary planning of dam developments*. Proceedings 12-th International Congress on Large Dams, Q 46, Mexico, 1976.
29. Iamandi, C., *Contribuţii la studiul racordării biefurilor în regim de fund*. Teză de doctorat. Institutul de Construcţii Bucureşti, 1962.
30. Vasiliu, M.F., *Problèmes particuliers de quelques evacuateurs de très grande capacité*. Proceedings 13-th International Congress on Large Dams, Q50, New-Delhi, 1979.
31. Ionescu, Şt., Hulea, D., *Barajul Drăgan - concepţia generală*. Hidrotehnica, nr. 3, 1986.
32. ***, *Ouvrages d'évacuation de grande capacité dans France.* Q50, Proceedings 13-th International Congress on Large Dams, New-Delhi, 1979.
33. Zolotov, L.A., Semenkov, V.M., *Tendenţii v proektirovanii ghidro–tehniceskih vodosbrosnîh soorujenii s ucetom kavitaţii, vibraţii i dinamiceskih nagruzok*. Ghidrotehniceskoe Stroitelstvo, No. 5, 1985.
34. Murti, N.G.K., *Breaching Sections*. Irrigation and Power, July, 1978.
35. Engels, E.T. and Sheerman - Chase, A., *Design and operation of a fuse-plug spillway in Swaziland*. Water Power & Dam Construction, June, 1985.
36. Popovici, A., Smeureanu, S., *Lecţii desprinse din avariile unor baraje de piatră şi pământ*. Hidrotehnica, nr. 12, 1983.

7. COMPORTAREA LA CUTREMUR

7.1. Consideraţii introductive

7.1.1. Introducere

Cutremurele au provocat în trecut avarii frecvente şi chiar cedări ale unor baraje. Nevoia de a proiecta structuri cât mai sigure asociată cu comportarea complexă a barajelor la acţiunile sesimice justifică tratarea acestei probleme într-un capitol special. Procedeiele simplificate de evaluare a acţiunii seismice au fost deja prezentate în cadrul capitolelor 4 şi 5 (Baraje de beton şi Baraje din materiale locale). De asemenea, metodele curente de analiză dinamică au fost descrise în capitolul 3 (Aplicarea metodei elementelor finite).

În acest capitol se sistematizează datele şi cercetările recente în acest domeniu. Materialul constituie în general o completare a datelor existente în unele lucrări de sinteză de acelaşi autor care au fost publicate în perioada 1976...1980 [1], [2], [3].

Prezentarea cuprinde date statistice privind baraje solicitate de cutremure importante, metode specifice de analiză seismică şi măsuri constructive anti–seismice atât la barajele de beton, cât şi la cele din umpluturi. Deşi pentru proiectarea barajelor interesează practic numai caracteristicile cutremurului care acţionează la baza construcţiei, în text se fac referiri şi la generarea cutremurelor sintetice, la propagarea undelor seismice prin teren şi la predicţia cutremurelor. O atenţie specială se acordă metodelor recente de calcul seismic, în special a celor care modelează comportarea barajelor în stadii limită postelastice. Pe această bază se studiază mecanismele de cedare la cutremur a barajelor şi se cuantifică mai realist rezervele lor de rezistenţă la aceste acţiuni.

În analiza statică, în predicţia cedării structurii sau a producerii unor deformaţii inadmisibile se pot aplica două concepţii [4]. În prima dintre acestea,

sunt aplicate metodele de echilibru limită, ignorându-se caracteristicile de deformabilitate ale materialelor şi considerându-se numai mecanismul de rupere. În condiţiile unor evaluări bune ale proprietăţilor de rezistenţă ale materialelor, predicţii ale cedării totale pot fi făcute cu o acurateţe satisfăcătoare.

În cea de a doua concepţie, iniţial sunt stabilite relaţii constitutive pentru materiale şi apoi soluţii complete pentru deformaţii se obţin la acţiunea tuturor încărcărilor prin rezolvarea ecuaţiilor de câmp. Aceste soluţii sunt posibile numai prin aplicarea unui procedeu de discretizare numerică, cum este procedeul elementelor finite şi folosirea unor calculatoare performante. Aceste metode comparate cu metodele de echilibru limită asigură o modelare mai realistă şi mai precisă a comportării structurilor până în momentul cedării, dar şi costul aplicării lor este mai ridicat.

În problemele de analiză dinamică cele două concepţii nu se pot aplica din următoarele motive:

– încărcarea este ea însăşi dependentă de deformaţii şi în consecinţă nu poate fi stabilită dinainte;

– rezistenţa materialului este de obicei dependentă de rata deformaţiilor, de istoria deformaţiilor şi de presiunea în pori generată de istoria deformaţiilor;

– durata încărcării este de obicei atât de scurtă încât chiar dacă apar fisuri, curgeri sau se produc local ruperi complete, deformaţiile totale suferite de structură pot fi nesemnificative.

Totuşi, o combinaţie între metodele de analiză dinamică liniar elastică şi cele de echilibru limită poate fi aplicată pentru a stabili dacă proiectul îndeplineşte criteriile de siguranţă. Astfel, un proiect poate fi considerat sigur în următoarele condiţii:

– toate eforturile dinamice generate din combinaţiile de încărcări care includ cutremurul de calcul rămân în limite elastice;

– nici un mod de cedare nu poate fi găsit considerând mişcările maxime estimate şi reducerile dinamice ale proprietăţilor de rezistenţă ale materialelor.

Aceeaşi combinaţie de metode poate fi aplicată pentru identificarea unor zone unde se pot produce avarii limitate. În acest scop în practică se utilizează frecvent procedeele de analiză modală, care în final conduc la obţinerea forţelor seismice pseudostatice. Totuşi pentru baraje importante şi pentru cutremure de intensitate maximă care solicită structura în stadii postelastice se recomandă efectuarea directă de analize dinamice neliniare pentru evaluarea gradului de siguranţă a structurii.

În orice tip de analiză este necesar a se stabili următoarele:

– ipotezele generale de comportare şi ecuaţiile diferenţiale care guvernează problema:

– procedeele de discretizare numerică si posibilitatea de rezolvare pe calculator;

– modele corespunzătoare de comportare a materialelor.

Toate materialele folosite în construcţia barajelor - pământ, anrocamente, roci naturale, beton – sunt practic poroase (sau traversate de reţele de fisuri) şi în

consecinţă comportarea lor corespunde unui material bifazic. În capitolul 3 au fost descrise ecuaţiile de mişcare pentru solide continue. În cadrul acestui capitol se descriu după Zienkiewicz, Clough şi Seed [4], ecuaţiile de mişcare pentru materiale bifazice care modelează mai realist comportarea materialelor folosite în construcţia barajelor.

7.1.2. Cutremure de calcul

Caracteristicile cutremurelor de calcul (intensitate, frecvenţe dominante, distribuţie spaţială, durată) se stabilesc pe baza informaţiilor şi studiilor seismologice din amplasament.

Informaţiile primare se obţin din zonarea seismică a teritoriului. În România, la proiectarea barajelor având clasele de importanţă III, IV şi V şi pentru fazele preliminare de proiectare la barajele de clase de importanţă I şi II gradul de intensitate seismică a amplasamentului se stabileşte conform STAS 11100-1-77. Gradul de intensitate seismică se exprimă în grade pe scara internaţională MSK-64, scara Medvedev-Sponheuer-Karnik. În tabelul 7.1 se prezintă corespondenţa între gradul de intensitate seismică şi coeficientul de intensitate seismică. Coeficientul de intensitate seismică reprezintă raportul dintre acceleraţia maximă a mişcării seismice a terenului (considerată cu o perioadă medie de revenire de cca 50 ani) corespunzătoare zonei seismice de calcul şi acceleraţia gravitaţiei. În figura 7.1 se prezintă zonarea teritoriului României după valorile coeficienţilor de intensitate seismică [5], [6].

În cazul barajelor având clase de importanţă I şi II sau a construcţiilor hidrotehnice în condiţii deosebite, gradul de intensitate seismică a amplasamentului şi respectiv coeficientul corespondent de intensitate seismică se stabileşte pe bază de studii de seismicitate în amplasament. Aceste studii au scopul microzonării seismice a zonei amplasamentului şi a stabilirii parametrilor de bază ai cutremurelor din zonă.

Tabelul 7.1

Grad de intensitate seismică MSK – 64	**Coeficient de intensitate seismică K_S = c/g**
6	0,07
6 1/2	0,09
7	0,12
7 1/2	0,16
8	0,20
8 1/2	0,26
9	0,32

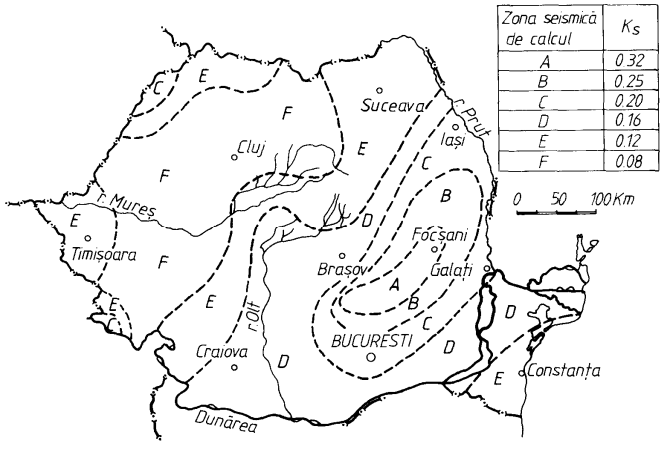


Fig. 7.1. Zonarea teritoriului României după coeficienţii de intensitate seismică (K_S)

Cutremurele de calcul, în mod special pentru barajele de clasele de importanţă I şi II, se stabilesc pentru două niveluri de solicitare:

- cutremurul de proiectare de bază (DBE – design basis earthquake);
- cutremurul maxim posibil (MCE – maximum credible earthquake).

Perioadele de revenire pentru cele două categorii de cutremure, conform recomandărilor din PE729-89 [5] sunt arătate în tabelul 7.2, în corelaţie şi cu clasa de importanţă a barajului.

Tabelul 7.2

Clasa de importanţă a construcţiei hidrotehnice	**DBE**	**MCE**
I	Durata de viaţă a construcţiei	1000 ani
II	1/3 din durata de viaţă a construcţiei	300 ani

Dimensionarea construcţiilor hidrotehnice se face la cutremurul de proiectare de bază (DBE). Sub acţiunea DBE, în cazul barajelor de beton nu se acceptă producerea de deplasări sau deformaţii permanente semnificative nici în baraj, nici în terenul de fundare. În cazul barajelor din umpluturi deşi se acceptă cedări sau alunecări locale neimportante sau unele deformaţii permanente, nu se admite nici o diminuare a gradului de rezistenţă şi de stabilitate generală a barajului. În toate cazurile, sub acţiunea DBE, toate construcţiile şi instalaţiile hidraulice de evacuare a apelor trebuie să rămână funcţionale atât în timpul, cât şi după cutremur.

Verificarea barajelor de clase de importanţă I şi II sau cu înălţimi $H \geq 50$ m se face la cel mai mare cutremur posibil (MCE). În cazul acţiunii MCE se admit unele deteriorări în construcţie dar care să nu pericliteze siguranţa ei generală. Astfel, în cazul barajelor de beton nu se acceptă alunecarea barajului pe talpa de fundaţie sau pe o suprafaţă de alunecare prin terenul de fundare, deschideri de rosturi sau crăpături care să conducă la pierderi de apă necontrolate, distrugerea

construcţiei datorită unor ruperi locale. În cazul barajelor din umpluturi nu se acceptă ruperea barajului prin lichefierea materialelor din corpul sau terenul de fundare al barajului, prin alunecări de taluze sau producerea unor pierderi de apă necontrolate.

În vederea calculelor efective de analiză seismică, cutremurele de calcul se cuantifică numeric sub formă de oscilograme (accelerograme, tahograme, seismo–grame) sau de spectre seismice de răspuns (spectre de proiectare). Direcţiile de acţiune ale cutremurelor de calcul sunt în plan orizontal (perpendicular şi eventual paralel cu axul barajelor), iar pentru barajele situate în vecinătatea relativă a epicentrelor se consideră şi o componentă verticală.

Cutremurele de calcul se pot obţine din prelucrări ale înregistrărilor unor cutremure puternice din zonă. În lipsa lor se poate apela la tehnica generării cutremurelor sintetice.

Spectrele seismice de răspuns ale deplasărilor relative S_d, ale vitezelor relative S_v sau ale acceleraţiilor absolute S_a sunt reprezentări grafice ale valorilor maxime de răspuns ale oscilatorilor cu un grad de libertate având diverse perioade proprii şi rate ale amortizării, solicitaţi de un cutremur. Valorile maxime ale răspunsului, corespund valorilor maxime ale integralei Duhamel, conform relaţiilor binecunoscute:

$$\delta(t)=\frac{1}{\omega}\int_0^t \ddot{u}(\tau)\,e^{-\upsilon\omega(t-\tau)}\sin\omega(t-\tau)\,d\tau=\frac{1}{\omega}V(t)\,; \tag{7.1}$$

$$S_d=\frac{1}{\omega}\left|V(t)\right|_{\max}\,; \tag{7.2}$$

$$S_d=\frac{S_v}{\omega}=\frac{S_a}{\omega^2}\,, \tag{7.3}$$

unde ω este frecvenţa circulară proprie a oscilatorului, ν - rata amortizării, $\ddot{u}(\tau)$ - accelerograma de calcul, $\delta(t)$ - răspunsul în timp al oscilatorului, $V(t)$ - valorile integralei Duhamel la timpul *t*.

În proiectare se lucrează frecvent cu curbele factorului adimensional de amplificare dinamică $\beta(\omega)$ care reprezintă rapoarte între valorile acceleraţiilor absolute spectrale $S_d(\omega)$ şi acceleraţia maximă a terenului $\left|\ddot{u}(\tau)\right|_{\max}$:

$$\beta(\omega)=\frac{S_a(\omega)}{\left|\ddot{u}(\tau)\right|_{\max}}\,. \tag{7.4}$$

Curbele β sunt stabilite prin reglementări specifice [5], [6].

În figura 7.2 se prezintă diagramele β, după normativul P100-91 [6] în funcţie de perioadele oscilaţiilor proprii, T_r, ale construcţiilor şi de condiţiile seismice ale zonei, caracterizate prin perioadele de colţ, T_c. Relaţiile de calcul ale diagramelor sunt următoarele:

$$\beta = 2{,}5 \qquad \text{pentru} \qquad T_r \le T_c \tag{7.5}$$

$$\beta = 2{,}5 - (T - T_c) \ge 1 \qquad \text{pentru} \qquad T_r > T_c \tag{7.6}$$

În conformitate cu *Eurocode* 8, în figura 7.3 sunt prezentate diagramele β (spectrul elastic normalizat) în funcţie de perioadele oscilatorului şi perioadele de colţ. Terenurile se clasifică în trei categorii *A*, *B*, *C*, având perioadele de colţ $T_c = 0{,}4,\ 0{,}6$ şi respectiv 0,8s. Spectrul de răspuns elastic $S_e(T)$ pentru perioada de revenire de referinţă se defineşte cu următoarele relaţii:

$$0 \le T \le T_B \qquad S_e(T) = cS\left[1 + \frac{T}{T_B}\eta(\beta_0 - 1)\right] \tag{7.7}$$

$$T_B \le T \le T_C \quad S_e(T) = cS\,\eta\,\beta_0 \tag{7.8}$$

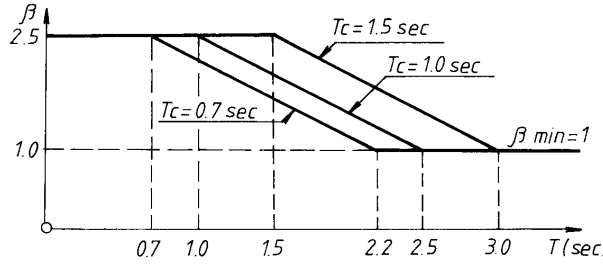


Fig. 7.2. Diagramele coeficientului de amplificare dinamic β funcţie de perioada proprie a construcţiei T şi perioada de colţ a zonei T_c (*după* P100-91).

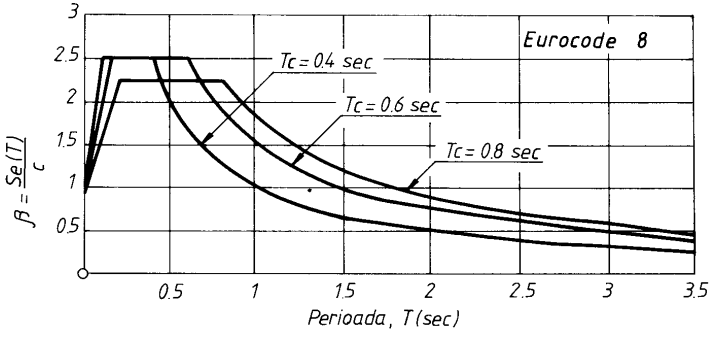


Fig. 7.3. Diagrame ale coeficientului de amplificare dinamic β funcţie de perioada oscilatorului T şi perioada de colţ T_c, conform *Eurocode* 8.

$$T_C \le T \le T_D \quad S_e(T) = c\,S\,\beta_0 \left(\frac{T_C}{T}\right)^{k_1}; \tag{7.9}$$

$$T_D \le T \qquad S_e(T) = c\,S\,\eta\,\beta_0 \left(\frac{T_C}{T_D}\right)^{k_1} \left(\frac{T_D}{T}\right)^{k_2} \tag{7.10}$$

unde: $S_e(T)$ sunt ordonatele spectrului elastic de răspuns; T - perioada proprie de vibraţie a oscilatorului cu un singur grad de libertate; c - acceleraţia de proiec–tare a terenului pentru perioada de revenire de referinţă; β_0 - factor de amplificare dinamică a acceleraţiei de proiectare pentru o structură cu 5% rata amortizării vâscoase; T_B, T_C - limitele domeniului de perioade pentru care acceleraţia spectrală este considerată constantă; T_D - valoarea de la care deplasarea spectrală este considerată constantă; k_1, k_2 - exponenţi care influenţează forma spectrului pentru perioade de vibraţie mai mari decât T_C, respectiv T_D; S - parametru care caracterizează condiţiile de teren; η - factor de corecţie pentru amortizarea structurii, având valoarea de referinţă $\eta = 1$ pentru rata amortizării vâscoase 5%.

În tabelul 7.3 se dau după *Eurocode* 8 valorile parametrilor care descriu spectrul elastic de răspuns.

Tabelul 7.3

Categoria de teren	S	β_0	k_1	k_2	T_B	T_C	T_D
A	1,0	2,5	1,0	2,0	0,10	0,40	3,0
B	1,0	2,5	1,0	2,0	0,15	0,60	3,0
C	0,9	2,5	1,0	2,0	0,20	0,80	3,0

În cazul barajelor importante se recomandă ca spectrele de proiectare să reprezinte curbele înfăşurătoare medii sau cu diverse probabilităţi de nedepăşire ale spectrelor seismice de răspuns determinate pentru un număr de cutremure zonale înregistrate sau simulate (minimum şase realizări).

În figura 7.4 sunt reprezentate curbele β corespunzătoare spectrului mediu de răspuns la accelerogramele (10 accelerograme) cutremurului Vrancea din 31 august 1986 înregistrate la Bucureşti [8] suprapuse cu curbele β conform normativ P100-91 în funcţie de perioadele de colţ T_c. În figura 7.5, după acelaşi normativ, se prezintă zonarea teritoriului României în funcţie de perioadele de colţ.

În cazul folosirii unor curbe β cu diverse probabilităţi de nedepăşire (β_p) trebuie calculate valorile medii (β_m) şi abaterile standard σ_β (sau coeficientul de variaţie $c_{v,\beta} = \sigma_\beta / \beta_m$) ale setului de curbe $\beta(\omega, \nu)$ pentru diversele accelerograme.

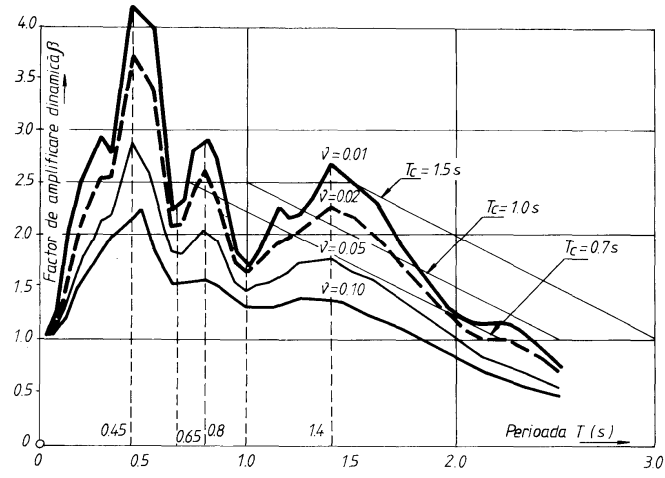


Fig. 7.4. Curbele factorului mediu de amplificare dinamică (β) pentru cutremurul Vrancea din 31 august 1986 înregistrat la Bucureşti comparate cu cele stabilite prin normativul P100-91 [7].

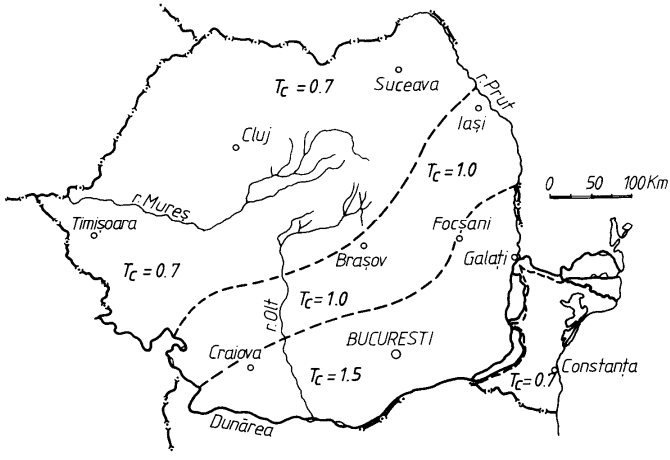


Fig. 7.5. Zonarea teritoriului României după valorile perioadelor de colţ. [6].

După determinarea parametrilor statistici β_m şi σ_β ai setului de curbe $\beta\ (\omega, \nu)$, valorile lui β_p se calculează cu relaţia:

$$\beta_p = \beta_m + K\ \sigma_\beta = \beta_m \left(1 + K \cdot c_{\nu,\beta}\right) \tag{7.11}$$

unde numărul K de abateri standard peste medie depinde de probabilitatea de nedepăşire p şi de tipul repartiţiei statistice a lui β. În tabelul 7.4 se dau valorile p şi K în cazul repartiţiei normale.

Tabelul 7.4

***p*%**	84	90	95,9	97,7	99
K	1.000	1.281	1.645	2.000	2.326

În cazul unor baraje foarte importante în alegerea lui p% se pot aplica reglementările din SUA pentru centralele nuclearoelectrice (CNE). Astfel, spectrele de răspuns în proiectarea CNE se definesc cu probabilitatea de nedepăşire $p\,\% = 84\%$, respectiv:

$$\beta_{84\%} = \beta_m \left(1 + c_{v,\beta}\right). \tag{7.12}$$

În condiţii normale se recomandă aplicarea spectrelor medii de răspuns.

7.1.3. Generarea accelerogramelor sintetice

Undele seismice sunt iniţiate prin alunecări neregulate în lungul faliilor, urmate de numeroase reflecţii, refracţii şi interferenţe aleatoare la trecerea lor prin formaţiunile complexe ale pământului. Dacă un număr nelimitat de date privind mişcarea seismică a terenului ar fi disponibil, atunci modele stochastice reprezen–tative ar putea fi stabilite direct prin analize statistice. Din nefericire, datele privind mişcările seismice puternice sub forma accelerogramelor înregistrate sunt limitate. În aceste condiţii trebuie făcute ipoteze asupra modelelor de simulare a mişcărilor seismice puternice iar înregistrările disponibile asupra acestor mişcări sunt folosite pentru a verifica validitatea acestor ipoteze [9].

Având în vedere maniera neregulată în care se produce alunecarea în lungul unei falii, mişcările puternice ale terenului la o anumită distanţă de falie ar putea să fie considerate ca sumări de impulsuri aleatoare sosind aleator în timp. Totodată, fiindcă accelerogramele au uzual o fază de intensităţi aproape constante pe durata celor mai puternice oscilaţii, modelarea acestei faze s-ar putea face ca un proces de zgomot alb de durată limitată. Housner, Rosenblueth, Bycroft, Thomson şi alţii au considerat acest model pentru generarea accelerogramelor sintetice.

Pentru scopuri analitice, se pot genera funcţii de probă care să aproximeze zgomotul alb. Acest procedeu poate fi efectuat numeric prin simpla simulare de secvenţe de perechi de numere aleatoare independente statistic $x_1, x_2, x_3, x_4 \ldots . x_{n-1},\ x_n$ toate având o distribuţie de probabilitate uniformă pe domeniul $0 < x < 1$. O nouă secvenţă de perechi de numere aleatoare independente statistic $y_1, y_2, y_3, y_4 \ldots . y_{n-1},\ y_n$ sunt apoi generate aplicând relaţiile:

$$\begin{aligned} y_i &= \left(-2 \ln x_i\right)^{1/2} \cos\ 2\pi x_{i+1} \\ y_{i+1} &= \left(-2 \ln x_i\right)^{1/2} \sin\ 2\pi x_{i+1} \end{aligned} \tag{7.13}$$

care, se poate demonstra, posedă o distribuţie gaussiană cu o medie $\bar{y}=0$ şi varianţa $\sigma_y^2=1$.

O funcţie de probă $a_r(t)$ poate fi acum stabilită prin atribuirea valorilor $y_1, y_2 \ldots . y_n$ la *n* ordonate succesive distanţele la intervale egale $\Delta\varepsilon$ în lungul abscisei timp şi considerând o variaţie liniară a ordonatelor în fiecare interval. Uzual, ordonata iniţială y_0 este considerată egală cu 0 şi este localizată la $t=t_0$, unde t_0 este o variabilă aleatoare având o funcţie de densitate de probabilitate uniformă de intensitate $\dfrac{1}{\Delta\varepsilon}$ pe intervalul $0<t_0<\Delta\varepsilon$.

Un ansamblu complet de *m* asemenea funcţii de probă $a_r(t)$ $(r=1,2,\ldots,m)$ pot fi obţinute repetând acest procedeu de *m* ori, în felul acesta realizând un proces staţionar caracterizat prin următoarea funcţie de autocorelaţie:

$$R_a(\tau)=\begin{cases}\dfrac{2}{3}-\left(\dfrac{\tau}{\Delta\varepsilon}\right)^2+\dfrac{1}{2}\left(\dfrac{|\tau|}{\Delta\varepsilon}\right)^3 & -\Delta\varepsilon\le\tau\le\Delta\varepsilon\\ \dfrac{4}{3}-2\dfrac{|\tau|}{\Delta\varepsilon}+\left(\dfrac{\tau}{\Delta\varepsilon}\right)^2-\dfrac{1}{6}\left(\dfrac{|\tau|}{\Delta\varepsilon}\right)^3 & -2\Delta\varepsilon\le\tau\le-\Delta\varepsilon \\ & \Delta\varepsilon\le\tau\le 2\Delta\varepsilon\\ 0 & \tau\le -2\,\Delta\varepsilon;\ \tau\ge 2\Delta\varepsilon\end{cases} \qquad (7.14)$$

Dacă intensitatea acestui proces este acum schimbată prin multiplicarea fiecărei ordonate cu factorul de normalizare $(2\pi S_0/\Delta\varepsilon)^{1/2}$, unde S_0 este o constantă, funcţia de autocorelaţie pentru noul proces devine:

$$R_a(\tau)=\begin{cases}\dfrac{2\pi S_0}{\Delta\varepsilon}\left[\dfrac{2}{3}-\left(\dfrac{\tau}{\Delta\varepsilon}\right)^2+\dfrac{1}{2}\left(\dfrac{|\tau|}{\Delta\varepsilon}\right)^3\right] & -\Delta\varepsilon\le\tau\le\Delta\varepsilon\\ \dfrac{2\pi S_0}{\Delta\varepsilon}\left[\dfrac{4}{3}-2\dfrac{|\tau|}{\Delta\varepsilon}+\left(\dfrac{\tau}{\Delta\varepsilon}\right)^2-\dfrac{1}{6}\left(\dfrac{|\tau|}{\Delta\varepsilon}\right)^3\right] & -2\Delta\varepsilon\le\tau\le-\Delta\varepsilon \\ & \Delta\varepsilon\le\tau\le 2\Delta\varepsilon\\ 0 & \tau\le -2\,\Delta\varepsilon;\ \tau\ge 2\Delta\varepsilon\end{cases} \qquad (7.15)$$

Efectuând transformata Fourier directă a relaţiilor (7.15) se obţine o funcţie de densitate spectrală de putere:

$$S_a(\varpi) = S_0 \frac{6 - 8\cos(\varpi\,\Delta\varepsilon) + 2\cos(2\,\varpi\,\Delta\varepsilon)}{(\varpi\,\Delta\,\varepsilon)^4} \quad -\infty < \varpi < +\infty\,. \tag{7.16}$$

Ruiz şi Penzien au arătat că funcţia $S_a(\varpi)$ din (7.16) este netedă cu maximum 5% eroare pentru $\varpi\ \Delta\varepsilon < 0{,}57$ şi maximum 10% eroare pentru $\varpi\ \Delta\varepsilon < 0{,}76$. Funcţia scade la 50% din valoarea ei maximă S_0 când $\varpi \cdot \Delta\varepsilon = 2$.

De remarcat că atunci când $\Delta\varepsilon \to 0$ ecuaţia (7.15) tinde la forma:

$$R_a(\tau) = 2\pi S_0\,\delta(\tau)\,, \tag{7.17}$$

unde $\delta(\tau)$ este funcţia Dirac.

Totodată la limită când $\Delta\varepsilon \to 0$, acest proces devine zgomot alb gaussian de intensitate constantă S_0 pe domeniul de frecvenţe $-\infty < \varpi < \infty$.

Semnificaţiile funcţiilor statistice pentru procese aleatoare, folosite mai înainte, se prezintă în continuare.

Funcţia de autocorelaţie caracterizează modul cum un proces aleator $x_r(t)$ $(r = 2 \ldots N)$ rămâne în timp asemănător cu el însuşi. În acest scop se calculează media aritmetică a produselor $x_r(t_1) \cdot x_r(t_2)$ pentru toate realizările *N*, unde $t_2 = t_1 + \tau$. Valoarea limită a mediei acestor produse, calculată pentru realizările posibile ale procesului (dependentă de momentele t_1 şi t_2) se numeşte funcţie de autocorelaţie şi are expresia:

$$R_x(t_1, t_1 + \tau) = \lim_{N \to \infty} \frac{1}{N} \sum_{r=1}^{N} x_r(t_1)\, x_r(t_1 + \tau)\,. \tag{7.18}$$

În cazul proceselor aleatorii staţionare, funcţia de autocorelaţie devine identică cu funcţia de covarianţă şi depinde numai de diferenţa $\tau = t_2 - t_1$:

$$R_x(\tau) = E\,\left[x(t_1) \cdot x\,(t + \tau)\right], \tag{7.19}$$

unde simbolul *E* [.] reprezintă o medie pentru ansamblul întreg.

Dacă procesul staţionar are valoarea medie zero $E\left[x(t)\right] = 0$ şi este gaussian, atunci funcţia de autocorelaţie $R_x(\tau)$ caracterizează procesul în mod complet.

Funcţia de densitate spectrală de putere (sau densitate spectrală a mediei pătratice) – caracterizează statistic procesele aleatoare staţionare, având expresia:

$$S_x(\omega) = \frac{1}{\pi} \int_{-\infty}^{\infty} R_x(\tau)\, e^{-i\omega\tau} \cdot d\tau \quad \omega \geq 0\,, \tag{7.20}$$

reprezentând contribuţia fiecărei componente de frecvenţă la valoarea medie pătratică a procesului.

Zgomotul alb este o idealizare matematică a unui proces aleatoriu staţionar, în care toate frecvenţele contribuie cu intensitate egală la valoarea medie pătratică a procesului. Zgomotul alb este caracterizat printr-o funcţie a densităţii spectrale de putere constantă, S_0 pe întregul domeniu de frecvenţe sau echivalent prin funcţia de autocorelaţie de forma:

$$R_x(\tau) = \pi\, S_0\, \delta(\tau)\ , \tag{7.21}$$

unde $\delta(\tau)$ este funcţia Dirac [10].

Analizele Fourier ale accelerogramelor înregistrate la mişcări seismice puternice relevă că spectrele de amplitudini Fourier nu sunt constante cu frecvenţa chiar pe lungimi de bandă limitate. Ele au totodată un caracter oscilator, cu unele vârfuri la una sau câteva frecvenţe şi amortizări la frecvenţe crescătoare (fig. 7.6). Toate acestea sugerează că un zgomot alb filtrat staţionar pe durată limitată poate fi mai reprezentativ pentru mişcări seismice puternice reale, cu condiţia ca să fie selectate în mod corespunzător caracteristicile funcţiei de transfer a filtrului. Kanai şi Tajimi au propus următoarea funcţie de transfer a filtrului:

$$\left|H_1(i\varpi)\right|^2 = \frac{1+4\,\xi_g^2\,(\varpi/\omega_g)^2}{\left[1-(\varpi/\omega_g)^2\right]^2 + 4\xi_g^2\,(\varpi/\omega_g)^2}\,. \tag{7.22}$$

Funcţia de densitate spectrală de putere a procesului filtrat $a_1(t)$ cu filtrul (7.22) rezultă:

$$S_{a_1}(\varpi) = \left|H_1(i\varpi)\right|^2 \quad S_a(\omega)\,, \tag{7.23}$$

$S_a(\omega)$ fiind funcţia de densitate spectrală de putere pentru procesul nefiltrat $a(t)$.

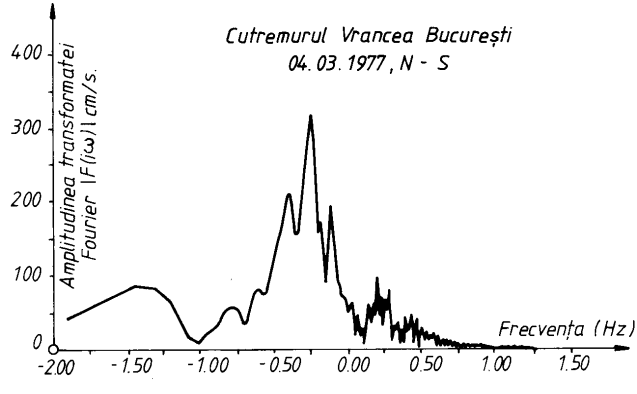


Fig. 7.6. Exemplu de spectru de amplitudini Fourier calculat pentru accelerograma Vrancea, Bucureşti, N-S, 7.03.1977 [10].

Parametrii ω_g şi ξ_g din (7.22) sunt frecvenţa circulară şi rata amortizării caracteristice pământului care filtrează undele seismice. În condiţiile unor terenuri rigide se recomandă $\omega_g = 31{,}6$ rad/s şi $\xi_g = 0{,}6$ [9].

Filtrul (7.22) atenuează componentele de frecvenţe mai înalte şi amplifică acele componente de frecvenţă din zona $\overline{\omega} \cong \omega_g$. Deoarece filtrul nu schimbă amplitudinile în zona $\overline{\omega} \to 0$, unele distorsiuni pot să apară pentru componentele de frecvenţe foarte joase. Cauza acestor distorsiuni poate fi uşor recunoscută amintind că funcţiile de densitate spectrală de putere pentru viteza pământului şi respectiv deplasarea pământului se obţin prin împărţirea ecuaţiei (7.23) cu $\overline{\omega}^2$ şi respectiv $\overline{\omega}^4$. Astfel, singularităţi puternice sunt prezente la $\overline{\omega} = 0$. Aceste singularităţi nedorite pot fi eliminate trecând procesul $a_1(t)$ printr-un alt filtru care atenuează mai mult componentele cu frecvenţe foarte joase. Expresia funcţiei de transfer pentru un asemenea filtru poate avea forma:

$$\left| H_2(i\overline{\omega}) \right|^2 = \frac{(\overline{\omega}/\omega_1)^4}{\left[1-(\overline{\omega}/\omega_1)^2\right]^2 + 4\xi_1^2 (\overline{\omega}/\omega_1)^2}, \tag{7.24}$$

unde parametrul de frecvenţă ω_1 şi parametrul de rată a amortizării ξ_1 sunt selectaţi în funcţie de caracteristicile de filtrare dorite.

Procesul de ieşire $\lambda_2(t)$ din filtrul (7.24) are funcţia de densitate spectrală de putere de forma:

$$S_{a_2}(\overline{\omega}) = \left| H(i\overline{\omega}) \right|^2 \; S_a(\omega) \qquad -\infty < \overline{\omega} < \infty \tag{7.25,a}$$

unde:

$$\left| H(i\overline{\omega}) \right|^2 \cong \left| H_1(i\overline{\omega}) \right|^2 \left| H_2(i\overline{\omega}) \right|^2 \tag{7.25,b}$$

În figura 7.7 se prezintă grafic relaţia (7.25,*a*).

O modelare şi mai reprezentativă a mişcărilor seismice puternice ale pământului trebuie să ia în consideraţie caracterul nestaţionar al accelerogramelor reale. Înregistrările reale de accelerograme arată de obicei o fază iniţială scurtă în care intensităţile cutremurului cresc la nişte valori maxime. În faza următoare de timp intensitatea rămâne practic constantă pentru un timp, iar în faza finală intensităţile descresc exponenţial. Un asemenea proces nestaţionar $a(t)$ poate fi descris cu relaţia:

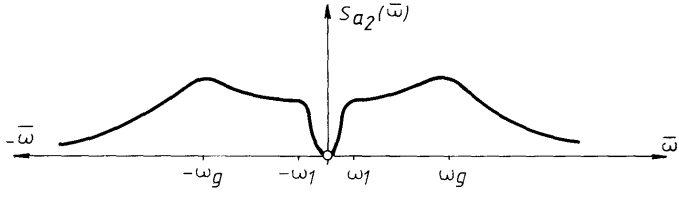


Fig. 7.7. Funcţie de densitate spectrală de putere pentru un proces de zgomot alb staţionar filtrat.

$$a(t)=\xi(t)\cdot a_2(t), \tag{7.27}$$

unde $a_2(t)$ este procesul staţionar filtrat descris mai înainte (7.25,*a*), iar $\xi(t)$ este o funcţie de formă a intensităţilor cutremurelor rezultată pe baza unor analize statistice ale accelerogramelor reale.

În figura 7.8 sunt ilustrate diverse aluri ale funcţiei de formă a intensităţii cutremurelor. Constantele t_1, t_2, c care intervin în reprezentarile grafice trebuie stabilite în funcţie de o serie de factori ca: magnitudinea cutremurului, distanţa epicentrală, caracteristicile focarului, geologia zonelor străbătute de undele seismice din focar la punctul de referinţă etc.

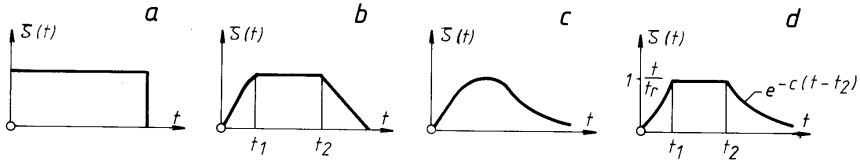


Fig. 7.8. Funcţii de formă în timp a intensităţii cutremurelor; *a* - tip prag, *b* - trapezoidală (Hou, 1968), *c* - exponenţială (Shinozuka, 1973), *d* - evaluată statistic de Jennings, Housner şi Tsai (1968).

În România se utilizează diverse programe de generare a accelerogramelor sintetice între care se citează programul ACSIMUL utilizat de ISPH-Bucureşti şi Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti [11]. Mai multe exemple de accelerograme generate cu programul ACSIMUL la nivelul rocii de bază în amplasamentul barajului Marun din Iran sunt arătate în figura 7.9.

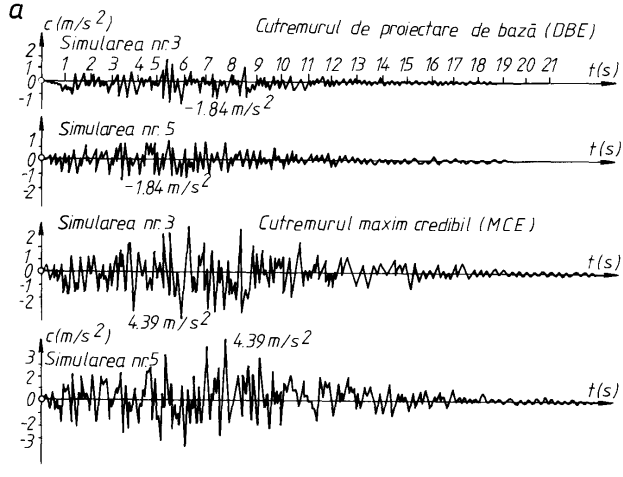
7.1.4. Predicţia cutremurelor şi barajele

Statisticile privind producerea cutremurelor conduc la determinarea unor parametri ca perioada medie de revenire a unui cutremur puternic şi magnitudinea sa probabilă. Pe baze statistice nu pot fi obţinute date ca momentul calendaristic sau magnitudinea unui cutremur care urmează să afecteze o anumită zonă geografică. Asemenea informaţii pot fi obţinute numai pe baze de analize ale unor fenomene fizice care preced cutremurele.

Între cele mai importante fenomene fizice care preced cutremurele se pot menţiona: deformaţii ale scoarţei Pământului, scăderea rezistivităţii electrice a solului, creşterea emisiei de radon în apa din sol, modificarea vitezei undelor seismice în medii comprimate, modificarea stării de micropulsaţie magnetică, efecte dilatatorii prezente în rocile supuse unei stări de compresiune tectonică iniţială.

Supravegherea prin măsurători de mare precizie, ale deplasărilor suprafeţei terenului au permis în trecut predicţia pe termen scurt ale unor cutremure din SUA, Japonia, China, fosta URSS. Una din cele mai reuşite predicţii a fost a cutremurului cu magnitudinea $M = 7{,}3$ din 4.02.1975 de pe coasta estica a Chinei.

Cutremurul s-a datorat unei mari falii cuaternare active. Înregistrarea şi analiza atentă a deformaţiilor scoarţei în zona faliei (alunecări pe verticală şi deplasări pe orizontală), deformaţii care au înregistrat încă din 1974 creşteri importante faţă de nivelul staţionar anterior, au permis evidenţierea unui maxim, la sfârşitul anului 1974 (fig. 7.10). Prin corelarea acestuia cu alte efecte, constând din comportamentul anormal al unor animale (în special şerpii) şi înregistrarea unor şocuri seismice de mică magnitudine ($M = 1...2$) s-a putut decide asupra iminenţei cutremurului într-o anumită zonă. Hotărârea de evacuare a populaţiei a fost realizată prompt şi la timp.


a
c (m/s 2)
Cutremurul de proiectare de bază (DBE)
Simularea nr 3
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21
t (s)
-1.84 m/s 2
Simularea nr 5
-1.84 m/s 2
Simularea nr 3
Cutremurul maxim credibil (MCE)
4.39 m/s 2
c (m/s 2)
Simularea nr 5
4.39 m/s 2

b

Nivel seismic		DBE	MCE
Magnitudine		7.27	7.53
Adâncime focar (Km)		10.00	10.00
Distanţa epicentrală (Km)		14.14	14.14
Număr faze		2.00	2.00
Număr de simulări		6.00	6.00
Pas de timp (s)		0.01	0.01
Durata (s)		17.00	21.00
Frecvenţa ciclului curent (rad/s)	Unde P	13.50	12.56
	Unde S	10.38	9.74
Frecvenţa ciclului dominant (rad/s)	Unde P	31.40	20.26
	Unde S	24.15	15.70
Acceleraţia orizontală maximă (m/s^2)	Unde P	1.104	2.634
	Unde S	1.84	4.39
Tipul înfăşurătorii		Exponenţial	
Limitele nivelelor semnificative (s)	Unde P	0.00 - 0.84	0.00 - 0.84
	Unde S	1.68 - 4.23	1.68 - 4.90

c

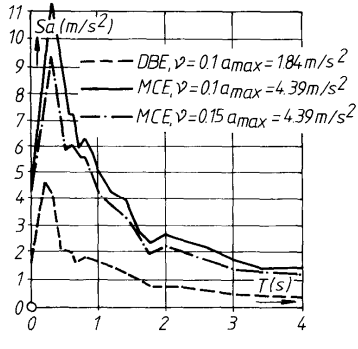


Fig. 7.9. Accelerograme generate cu programul ACSIMUL în amplasamentul barajului Marun (Iran): *a* - exemple de realizări, *b* - date de intrare, *c* - înfăşurători ale spectrelor seismice de răspuns ale celor 12 realizări, câte 6 pentru DBE şi respectiv MCE.

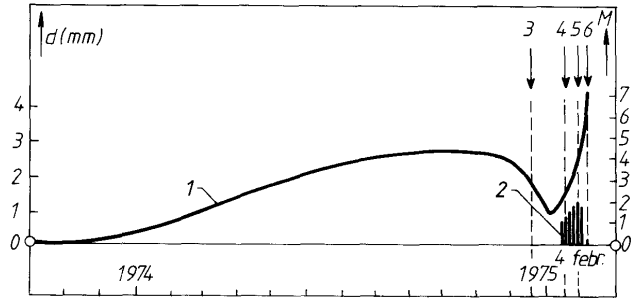


Fig. 7.10. Principalele fenomene care au permis predicţia cutremurului Hai Cheng în 4.02.1975 din China: *1* – deformaţia scoarţei, *2* – activitate microseismică, *3* – comportare anormală a şerpilor, *4* – predicţia cutremurului, *5* – evacuarea populaţiei, *6* – momentul cutremurului.

Studii efectuate în Rusia au condus la concluzia că măsurătorile tradiţionale de la aparatura montată în corpul şi amplasamentul barajelor pentru supravegherea comportării lor, pot fi folosite de asemenea pentru predicţia seismicităţii induse de lacurile de acumulare şi a cutremurelor naturale. Barajele de beton cu înalţimi $H \geq 100\,\text{m}$ pot fi considerate ca nişte blocuri masive implantate în crusta pământului, fiind foarte sensibile la procesele geodinamice. Această sensibilitate este un rezultat al gradienţilor mari ai câmpurilor de efort şi ale nivelurilor piezometrice din amplasamentul barajului [12].

Datele obţinute din observaţii pe termen lung au arătat că în amplasamentele unor baraje înalte de beton, Chirkeisk, Inguri şi Sayano-Shushensk, 86% din toate evenimentele seismice produse în apropierea barajelor au avut loc în perioade ale creşterii rapide a nivelului apei în amonte.

În figura 7.11 se ilustrează răspunsul unor instrumente convenţionale de măsură amplasate în corpul sau fundaţia barajului de greutate Kurpsai la evenimentele seismice generate de falia Talaso-Ferganski situată la 65 km de baraj. Alura curbelor de răspuns ale unor instrumente diferite, în perioade practic staţionare din exploatare a lacului de acumulare se schimbă în corelaţie cu evenimentele seismice. Valorile răspunsului instrumentelor sunt dependente de eforturile tectonice, care la rândul lor sunt influenţate de activitatea seismică. Cele mai sensibile instrumente s-au dovedit a fi piezometrele şi reţeaua de măsurare a infiltraţiilor prin fundaţie. Înregistrările nivelurilor în piezometre şi a debitelor infiltrate prin fundaţia barajelor înalte pot fi folosite pentru predicţia pe termen scurt a unor evenimente seismice.

În 80% din cazurile analizate s-a constatat o descreştere a debitelor infiltrate prin fundaţia barajului în perioada imediat premergătoare unui cutremur, independent de variaţiile nivelului apei în lac. De asemenea, la majoritatea piezometrelor instalate în amplasamentul barajului s-au constatat creşteri ale nivelului apei. Cele mai importante creşteri s-au produs la piezometrele instalate la cotele cele mai coborâte, în ploturile centrale imediat în aval de voalul de etanşare. În figura 7.12, afirmaţiile de mai înainte se susţin prin ilustrarea măsurătorilor piezometrice şi de debite infiltrate la barajul Chirkeisk, în perioada anterioară producerii cutremurului Chernogorsk ($M = 6{,}4$) din munţii Caucaz.

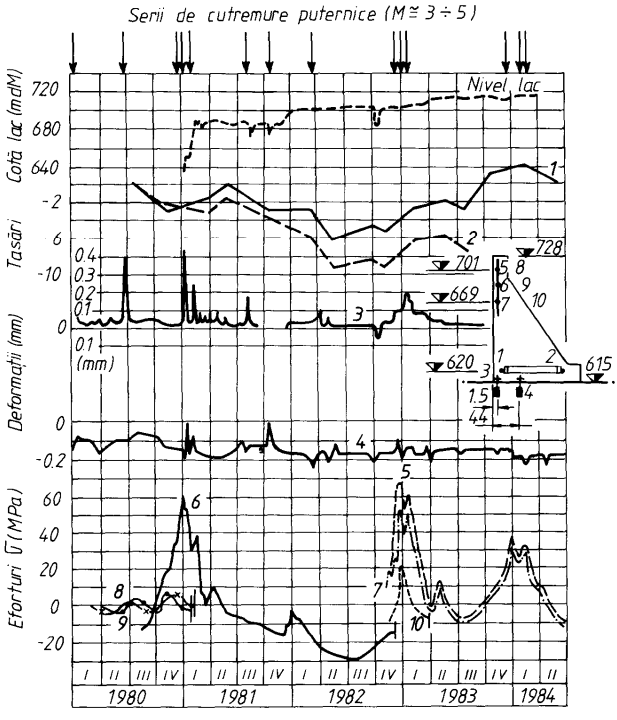


Fig. 7.11. Barajul Kurpsai - Răspunsul sistemului de monitorizare la cutremure multiple: *1,2* - mărci geodezice, *3,4* - deformetre, *5...10* - dinamometre cu coardă de oţel.

În cazul barajului Kurpsai s-au înregistrat descreşteri bruşte ale debitelor infiltrate prin fundaţia barajului, în condiţii staţionare de exploatare cu 5...7 zile înaintea producerii cutremurului cu $M = 5{,}1$ din 18.10.1992.

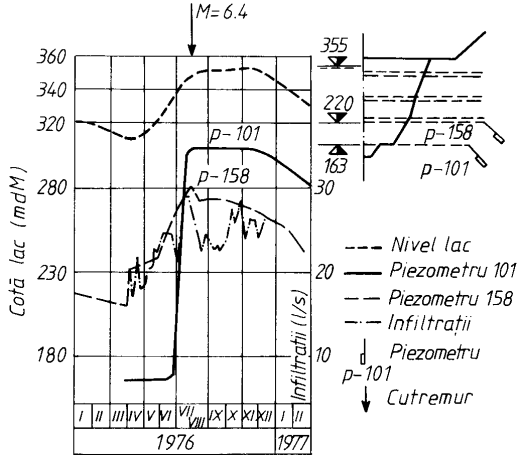


Fig. 7.12. Barajul Chirkeisk - Predicţia unui cutremur prin măsurători de infiltraţii şi niveluri în reţeaua de piezometre.

§7.2. Formulări de bază şi proceduri de analiză

7.2.1. Ecuaţiile generale de comportare la acţiuni dinamice ale mediilor poroase saturate

Ecuaţiile generale de echilibru dinamic ale mediilor solide deformabile au fost prezentate în capitolul 3 şi în [2], [3]. În această parte se vor prezenta ecuaţiile care guvernează comportarea mecanică a materialelor poroase saturate cu apă precum pământurile, rocile sau betonul care alcătuiesc sistemul unitar baraj-fundaţie [4].

Ecuaţiile generale care guvernează comportarea mediilor poroase saturate la acţiuni dinamice au fost stabilite de Biot [13]. În continuare, după Zienkiewicz, Clough and Seed [4] se va comenta un set simplificat al acestor relaţii, care este aplicabil în marea majoritate a situaţiilor întâlnite în ingineria barajelor. În acest set simplificat sunt neglijate efectele acceleraţiilor relative lichid-solid. În prezentare se vor utiliza atât notaţiile tensoriale, cât şi cele vectoriale. Semnul pozitiv (+) va fi considerat pentru eforturile şi deformaţiile de întindere, conform convenţiei din Teoria Elasticităţii [14].

Efortul unitar total σ_{ij} (sau $\{\sigma\}$) este definit prin forţa care acţionează pe secţiunea totală a ariei unitare, indiferent dacă ea trece prin fazele solidă sau lichidă ale mediului poros. Dacă presiunea în lichid este *p*, atunci efortul unitar efectiv σ'_{ij} (sau $\{\sigma_{ij}{}'\}$) se defineşte cu relaţia:

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} - \delta_{ij} \cdot p \,, \tag{7.27}$$

ori:

$$\{\sigma\} = \{\sigma'\} - \{m\}\, p \tag{7.28}$$

unde δ_{ij} este simbolul delta Kronecker, iar $\{m\}^T = \{1, 1, 1, 0, 0, 0\}$.

Variaţia deformaţiilor $d\,\varepsilon_{ij}$ (sau $\{d\,\varepsilon\}$) este funcţie de variaţia deplasărilor $d\,u_{ij}$ (sau $\{d\,u\}$) a fazei solide conform expresiei:

$$d\ \varepsilon_{ij} = \frac{(d\,u_{ij} + d\,u_{ji})}{2} \tag{7.29}$$

sau:

$$\{d\,\varepsilon\} = [L]\,\{d\,u\}\,, \tag{7.30}$$

unde $[L]$ defineşte operatorul diferenţial corespunzător.

În acord cu relaţia (7.27), o variaţie a presiunii în faza lichidă a mediului poros, dp, conduce la o variaţie a deformaţiei volumetrice a fazei solide $d\,\varepsilon_{ij}^{p}$, conform expresiei:

$$d\varepsilon_{ij}^{p} = -dp / K_s \quad \text{sau:} \quad d\,\varepsilon_{ij}^{p} = -\,\delta_{ij}\ dp / 3K_s \tag{7.31}$$

sau:

$$\{d\ \varepsilon^{p}\} = -\ \{m\}\ dp / 3K_s\,, \tag{7.32}$$

unde K_s este modulul de compresibilitate al fazei solide.

Toate efectele neliniare şi desigur ruperea materialului sunt astfel clar legate de efortul efectiv σ'_{ij} (sau $\{\sigma'\}$). Fără a intra în vreo discuţie privind forme specifice ale legilor constitutive, în această etapă creşterile eforturilor efective $d\,\sigma'_{ij}$ sau $\{d\,\sigma'\}$ pot fi scrise în forma:

$$d\,\sigma'_{ij} = D_{ijkl}\left(d\,\varepsilon_{kl} - d\,\varepsilon_{kl}^{0} - d\,\varepsilon_{kl}^{p}\right) \tag{7.33}$$

sau:

$$\{d\,\sigma'\} = [D]\left(\{d\,\varepsilon\} - \{d\,\varepsilon^{0}\} - \{d\,\varepsilon^{p}\}\right)\,, \tag{7.34}$$

unde atât matricea de rigiditate tangentă $[D]$, cât şi deformaţiile iniţiale $\{\varepsilon^{0}\}$ pot fi dependente de eforturile efective şi de deformaţii, ca şi de istoria lor în timp.

În relaţiile (7.33), (7.34) s-a admis ipoteza micilor deformaţii, dar în general analiza se poate extinde fără dificultăţi deosebite şi în cazul deformaţiilor mari.

În pământuri, deformaţiile datorită schimbărilor de presiune sunt neglijabile comparativ cu deformaţiile cauzate de schimbările efortului efectiv $\{\sigma'\}$ şi în consecinţă termenul $\{\varepsilon^{p}\}$ poate fi neglijat în analiza barajelor de pământ. În roci sau beton amândouă tipurile de deformaţii sunt comparabile ca mărime, iar reţinerea termenului $\{\varepsilon^{p}\}$ este importantă.

Condiţiile generale de echilibru între forţele rezultate din eforturile totale, acceleraţia gravitaţională g şi acceleraţia mişcării $\{\ddot{u}\}$ se scriu pe elemente infinitesimale. Rezultă următoarele trei condiţii de echilibru:

$$\sigma_{ij,j} + \rho g_i = \rho \ddot{u}_i \tag{7.35}$$

sau:

$$[L]^T \{\sigma\} + \rho \{g\} = \rho \{\ddot{u}\} \ , \tag{7.36}$$

unde $\partial u / \partial t = \dot{u}$ etc. şi ρ este densitatea în stare saturată a materialului. În notaţia tensorială standard $\sigma_{ij,j}$ s-a scris derivata lui σ_{ij} în raport cu *j*, respectiv:

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_i} = \sigma_{ij,j} \qquad \text{etc.}$$

Relaţia finală defineşte continuitatea curgerii şi a schimbărilor de volum ale fazei solide. În condiţiile acceptării bine cunoscutei legi a lui Darcy, această relaţie are forma:

$$\left[-\bar{k} \left(p + \rho_f h \right)_{,i} \right]_{,i} + \dot{u}_{i,i} = \bar{k} \rho_f \ddot{u}_{i,i} - \dot{p} n / K_f \tag{7.37}$$

sau:

$$-\{\nabla\}^T \bar{k} \{\nabla\} \left(p + \rho_f h \right) + \{m\}^T [L] \{\dot{u}\} = \bar{k} \rho_f \{\nabla\}^T \{\ddot{u}\} - \dot{p} n / K_f \tag{7.38}$$

unde $\bar{k}$ este permeabilitatea, ρ_f - densitatea lichidului, K_f - modulul de compresibilitate al lichidului, *n* - porozitatea şi *h* - funcţia de potenţial a compo–nentelor acceleraţiei gravităţii, respectiv:

$$g_i = -h_{,i} \tag{7.39}$$

sau:

$$g = -\{\nabla\} h \ . \tag{7.40}$$

Dacă axele sistemului rectangular de coordonate *x, y, z* sunt astfel aranjate încât axa *z* este orientată vertical în sus, relaţiile (7.39), (7.40) se scriu simplu $h = z$. De asemenea, trebuie reţinut că în relaţiile (7.37), (7.38) $\bar{k}$ are dimensiunea $L^3 T / M$ şi este permeabilitatea dinamică, diferită de permeabilitatea cinematică.

Relaţiile (7.27)...(7.40) caracterizează în mod complet comportarea la acţiuni dinamice a mediilor poroase saturate. Ele constituie baza pentru calculele care se prezintă în continuare. Ar mai trebui reţinut că în mod frecvent permeabilitatea *k* este dependentă de deformaţia volumetrică ε_v şi în asemenea condiţii includerea comportării neliniare ar putea fi importantă.

În continuare, relaţiile generale de mai înainte se vor discuta în cazul extrem al comportării complet nedrenate, care conduce la o formulare simplificată. Acest caz apare atunci când fenomenele dinamice sunt atât de rapide încât nici o

curgere nu are loc prin matricea fazei solide sau când coeficienţii de permeabilitate sunt foarte mici ($\bar{k} \to 0$) . Atunci relaţiile (7.37), (7.38) devin:

$$\dot{u}_{i,i} = \varepsilon_{i,i} = -\dot{p}\, n / K_f \tag{7.41}$$

sau:

$$\{m\}^T [L] \{\dot{u}\} = \{m\}^T \{\varepsilon\} = -\dot{p}\, n / K_f \,. \tag{7.42}$$

Pe baza relaţiilor (7.41, (7.42) se pot calcula imediat schimbările de presiune datorită deformaţiilor externe:

$$dp = -(K_f / n)\, d\varepsilon_{ii} \tag{7.43}$$

sau:

$$dp = -(K_f / n)\ \{m\}^T \{d\,\varepsilon\} \,. \tag{7.44}$$

Relaţiile (7.43), (7.44) permit ca presiunea *p* să fie eliminată dintr-un calcul explicit. Aplicând relaţiile (7.27), (7.28), (7.31), (7.32), (7.33), (7.34), (7.43) şi (7.44) se poate elimina efortul efectiv σ'_{ij} şi creşterile efortului total se obţin direct în forma:

$$d\,\sigma_{ij} = D_{ijkl}(d\,\varepsilon_{kl} - d\,\varepsilon^0_{kl} - \delta_{ij}\, d\,\varepsilon_{kl}\, K_f /(3K_s n)) + \delta_{ij}\, d\,\varepsilon_{ij}\, K_f / n \tag{7.45}$$

sau:

$$\{d\sigma\} = [D]\left(\{d\varepsilon\} - \{d\varepsilon^0\} - \{m\}^T\ \{m\} K_f /(3K_s n)\ \{d\varepsilon\}\right) + \{m\}^T \{m\} \frac{K_f}{n} \{d\varepsilon\} \tag{7.46}$$

Relaţiile (7.45), (7.46) pot fi scrise într-o formă mai simplă, după cum urmează:

$$d\,\sigma_{ij} = \overline{D}_{ijkl}\ d\,\varepsilon_{kl} - D_{ijkl}\, d\,\varepsilon^0_{kl} \tag{7.47}$$

sau:

$$\{d\,\sigma\} = [\overline{D}]\ \{d\,\varepsilon\} - [D]\ \{d\,\varepsilon^0\} \,, \tag{7.48}$$

unde $[\overline{D}]$ este matricea modulului de compresibilitate în ipoteza comportării nedrenate care poate fi măsurat direct, iar [*D*] este matricea de rigiditate tangentă.

Relaţia între modulii corespunzători efortului efectiv şi respectiv al comportării nedrenate are forma:

$$\overline{D}_{ijkl} = D_{ijkl}\left(1 + \delta_{ij} K_f /(3K_s n)\right) + \delta_{ij}\, K_f / n \tag{7.49}$$

sau:

$$[\overline{D}] = [D]\left(\{1\} + \{m\}^T \{m\}\ \ K_f /(3K_s n)\right) + \{m\}^T \{m\}\ K_f / n \,. \tag{7.50}$$

Calculele în cazul fenomenelor dinamice rapide, în mod uzual sunt efectuate în funcţie de efortul total. Totuşi, este încă necesar a se folosi matricea

modulului de compresibilitate în condiţii drenate [*D*], dacă efectele deformaţiilor iniţiale sunt incluse, o situaţie frecventă în mecanica pământurilor şi analiza barajelor de pământ.

Matricea modulilor tangenţi [*D*] este în general dependentă de istoria deformaţiilor şi eforturilor. În modelarea comportării materialelor, dacă se admite ipoteza comportării liniar-elastice, atunci [*D*] este constantă şi analiza se simplifică foarte mult.

Comportarea nedrenată a pământurilor sau a rocilor şi betonului este mult diferită, deşi în ambele cazuri sunt valabile aceleaşi ecuaţii de bază. Diferenţele rezultă atunci când se fac comparaţii cantitative.

Valorile lui K_T care este un modul de compresibilitate mediu corespun–zând matricei [*D*] pentru materiale drenate sunt de ordinul:

$$\begin{aligned} &K_T = 10^3 ... 10^4 \text{ MN/m}^2 \quad \text{pentru beton şi roci} \\ &K_T = 10 ... 10^2 \text{ MN/m}^2 \quad \text{pentru pământuri.} \end{aligned} \tag{7.51}$$

Modulul de compresibilitate al apei din pori este de aproximativ $K_f \cong 2 \cdot 10^3 \text{ MN/m}^2$.

Considerând nişte valori obişnuite pentru porozitatea *n*, se obţin:

$$\begin{aligned} &\text{- pentru roci şi beton:} \quad K_f / n = 2 \cdot 10^3 / 0{,}1 = 2 \cdot 10^4 \text{ MN/m}^2 \\ &\text{- pentru pământuri:} \quad K_f / n = 2 \cdot 10^3 / 0{,}4 = 5 \cdot 10^3 \text{ MN/m}^2 \end{aligned} \tag{7.52}$$

În continuare, conform relaţiilor (7.44), (7.46) se calculează raportul între efortul total şi creşterea presiunii apei din pori pentru o deformaţie volumetrică impusă a materialului. Rezultă:

$$\frac{\Delta p}{\Delta \sigma} = - \frac{K_f / n}{(K_f / n) + K_T} = - \frac{1}{1 + \dfrac{K_T n}{K_f}} . \tag{7.53}$$

Aplicând (7.51) şi (7.52) în membrul drept din (7.53) se obţine:

$$\frac{\Delta p}{\Delta \sigma} \cong -0{,}6 \text{ la } -0{,}05 \qquad \text{pentru beton şi roci}$$

$$\frac{\Delta p}{\Delta \sigma} \cong -1{,}0 \qquad \text{pentru pământuri.}$$

Diferenţele de comportare sunt evidente. Într-un pământ având deforma–ţiile laterale împiedicate, presiunea din pori creşte instantaneu cu aproape valoarea întreagă a creşterii efortului total, în timp ce în beton (sau roci de bază) creşterea de presiune este foarte mică.

În mod uzual, în analiza comportării la cutremur a tuturor categoriilor de materiale se acceptă ipoteza comportării nedrenate. Totuşi această ipoteză poate să nu fie valabilă pentru unele baraje de pământ şi pentru verificarea validităţii ipotezei se recomandă a se calcula următorul parametru adimensional Π_1 [15]:

$$\Pi_1 = \frac{k}{\omega L^2} \frac{\rho V_c^2}{g \rho_f} \ , \tag{7.54}$$

unde k este permeabilitatea cinematică (L /T); V_c - viteza sunetului în materiale saturate; g - acceleraţia gravitaţiei; ρ - densitatea materialelor saturate; ρ_f - den–sitatea lichidului din pori; ω - frecvenţa vibraţiei; L - lungimea de drenaj tipică.

După Zienkiewicz et al. [15] ipoteza de comportare nedrenată este valabilă atunci când $\Pi_1 < 10^{-2}$. Calculele numerice relevă că această ipoteză este complet justificată în cazul betonului şi rocilor, exceptând eventual zonele cu fisuri deschise. În schimb în cazul barajelor de pământ alcătuite din materiale cu permeabilităţi $k \geq 0{,}5 \cdot 10^{-2}$ cm/s (nisipuri cu granulometrii medii) efectele de drenaj sunt importante.

În cele prezentate mai înainte s-a analizat comportarea materialelor saturate poroase la o creştere uniformă de efort când drenajul a fost împiedicat. Acum, considerând aceleaşi relaţii (7.44) şi (7.46) se va analiza comportarea materialului complet nedrenat, când efortul total rămâne constant dar o reducere uniformă a volumului de pori ai materialului ε_v^0 se produce. Fizic, această situaţie apare în cazul compactării materialului saturat. Fenomenul conduce la creşterea presiunii din pori şi deoarece $\{d\,\sigma\} = \{0\}$ la descreşterea efortului efectiv mediu. Eliminând $\{d\,\varepsilon\}$ în relaţiile (7.44), (7.46), schimbarea de presiune a apei din pori dp se calculează cu expresia:

$$dp = -\frac{d\,\varepsilon_v^0}{\dfrac{n}{K_f} + \dfrac{1}{K_T}} = -K_T\, d\,\varepsilon_v^0 \,, \tag{7.55}$$

unde:

$$K_T = 1/\{m\}^T [D]^{-1} \{m\}$$

Această schimbare de presiune reduce efortul efectiv mediu şi în pământurile granulare conduce la o considerabilă reducere a rezistenţei lor. Asemenea compactări volumetrice în pământuri apar datorită acţiunii cutre–murelor, ele fiind la originea fenomenelor de lichefiere.

7.2.2. Discretizarea în elemente finite

Aplicarea metodei elementelor finite în analiza dinamică a barajelor a fost prezentată în capitolul 3. În cadrul acestui punct se vor face numai scurte referiri privind aplicarea metodei pentru problema formulată la punctul 7.2.1.

Ecuaţiile (7.27)...(7.38) cuprind esenţa problemei şi variabilele fundamentale ale ei sunt $\{u\}$ vectorul deplasărilor şi $\{p\}$ presiunea din pori.

Aplicând procedeele standard din metoda elementelor finite, variabilele u şi p se exprimă în funcţie de valorile nodale corespunzătoare şi funcţiile de formă $[N]$, respectiv $[\overline{N}]$ în cadrul domeniului discretizat:

$$\begin{aligned} \{u\} &= [N]\,\{\overline{u}\} \\ \{p\} &= [\overline{N}]\,\{\overline{p}\}\,, \end{aligned} \tag{7.56}$$

unde $\{\overline{u}\}$ şi $\{\overline{p}\}$ sunt valorile nodale corespunzătoare.

Aplicând procedeul reziduurilor Galerkin, ecuaţiile de bază pot fi discretizate. Astfel, relaţia (7.36) după eliminarea efortului total prin substituţia ecuaţiei (7.27) se scrie:

$$\int_{\Omega} [B]^T \{\sigma\}\, d\Omega - [Q]\,\{\overline{p}\} + [M]\,\{\ddot{\overline{u}}\} + [C]\,\{\dot{\overline{u}}\} + \{f\} = 0\,, \tag{7.57}$$

unde termenul $[C]\,\{\dot{u}\}$ a fost adăugat pentru a lua în consideraţie amortizarea internă şi de radiere.

Această ecuaţie este suplimentată cu ecuaţiile (7.32) şi (7.34) privind schimbările de eforturi efective funcţie de variaţia deplasărilor, astfel:

$$\{d\,\sigma'\} = [D]\,([B]\,\{d\,\overline{u}\} - \{d\,\varepsilon^0\} - [m][\overline{N}]\,\{d\,\overline{p}\}/(3K_s))\,. \tag{7.58}$$

În final, sistemul discretizat este completat cu forma Galerkin a ecuaţiei de continuitate (7.38), după cum urmează:

$$[H]\,\{\overline{p}\} + [S]\,\{\dot{\overline{p}}\} + [Q]^T\,\{\dot{\overline{u}}\} - [\overline{M}]\,\{\ddot{\overline{u}}\} + \{\overline{f}\} = 0\,. \tag{7.59}$$

În ecuaţiile de mai înainte, matricele care au intervenit au următoarea structură:

$[B] = [L]\,[N]$

$[Q] = \int_{\Omega} [B]^T\,[m]\,[\overline{N}]\,d\Omega$ unde $[m]$ sunt simbolurile Kronecker

$[M] = \int_{\Omega} [N]^T\,[\rho]\,[N]\,d\Omega$

$\{f\} = -\int_{\Omega} [N]^T\,[\rho]\,\{g\}\,d\Omega - \int_{\Gamma} [N]\,\{\bar{t}\}\,d\Gamma$ unde $\{\bar{t}\}$ sunt eforturile

pe graniţa Γ

$$[H] = -\int_{\Omega} (\{\nabla\}\,[\overline{N}])^T\,[\bar{k}]\,\{\nabla\}\,[\overline{N}]\,d\,\Omega \tag{7.60}$$

$$[S] = \int_{\Omega} [\overline{N}]^T \frac{n}{K_f}\,[\overline{N}]\,d\,\Omega$$

$$[\,\overline{M}] = \int_{\Omega} [\overline{N}]^T\ \{\nabla\}^T\,[\bar{k}]\,\rho_f\,[\overline{N}]\,d\,\Omega$$

$$\{\,\bar{f}\} = -\int_{\Omega} [\overline{N}]^T\,\{\nabla\}^T\,[\bar{k}]\,\{\nabla\}\,\{\rho_f h\}\,d\,\Omega - \int_{\Gamma} [\overline{N}]^T\ \{\overline{q}\}\ d\,\Gamma\,,$$

unde $\{\overline{q}\}$ sunt curgerile pe graniţă specificate.

În ipoteza comportării liniare sistemul de ecuaţii discretizat se reduce la forma mai uzuală:

$$[M]\ \{\ddot{\overline{u}}\} + [C]\,\{\dot{\overline{u}}\} + [K]\,\{\overline{u}\} - [Q]\,\{\overline{p}\} + \{f\} = 0\ ; \tag{7.61}$$

$$[H]\,\{\overline{p}\} + [S]\,\{\dot{\overline{p}}\} + [Q]^T\,\{\dot{\overline{u}}\} - [\overline{M}]\,\{\ddot{\overline{u}}\} + \{\overline{f}\} = 0\,, \tag{7.62}$$

unde $[K] = \int_{\Omega} [B]^T\,[D]\,[B]\,d\,\Omega$ este matricea de rigiditate obţinută prin integrarea relaţiei incrementale (7.58).

Într-o manieră similară, ecuaţiile (7.38) şi (7.42) din cazul comportării nedrenate pot fi discretizate. Relaţiile care se obţin au aspectul:

$$\int_{\Omega} [B]^T\,\{\sigma\}\,d\,\Omega + [M]\,\{\ddot{\overline{u}}\} + [C]\,\{\dot{\overline{u}}\} + \{f\} = 0 \tag{7.63}$$

$$\{d\,\sigma\} = [\overline{D}]\,[B]\ \{d\,\overline{u}\} - [D]\,\{d\,\varepsilon^0\}\,. \tag{7.64}$$

În cazul comportării liniare relaţia (7.63) se scrie în forma bine cunoscută:

$$[M]\,\{\ddot{\overline{u}}\} + [C]\,\{\dot{\overline{u}}\} + [K]\,\{\overline{u}\} + \{f\} = 0\ , \tag{7.65}$$

unde matricea de rigiditate $[K]$ este acum evaluată funcţie de proprietăţile materialelor nedrenate.

În aplicaţiile care urmează relaţia (7.65) va fi larg folosită pentru analiza seismică a barajelor din beton sau din pământuri puţin permeabile. Totodată, în cazul barajelor din pământuri cu permeabilitate apreciabilă, o analiză cuplată după sistemul (7.61), (7.62) sau o evaluare a efectelor cuplării este în general necesară.

7.2.3. Amortizarea internă

În principiu, folosirea unor legi constitutive care să modeleze corespunzător proprietăţile vâscoase şi histeretice ale materialului ar înlătura necesitatea introducerii unei matrice de amortizare distincte $[C]$ (7.57) care să modeleze pierderile de energie ale materialului. În practică este însă foarte dificil să se definească o asemenea lege constitutivă ideală şi o matrice de amortizare distinctă este adoptată în mod obişnuit. Suplimentar, în analiza barajelor, o parte a matricei $[C]$ este datorită condiţiilor de graniţă radiantă, după cum se va prezenta la punctul 7.2.4. În consecinţă, matricea de amortizare $[C]$ se poate scrie sub forma:

$$[C]=[C^I]+[C^R], \tag{7.66}$$

unde $[C^I]$ reprezintă amortizarea internă, iar $[C^R]$ amortizarea de radiaţie.

Amortizarea internă $[C^I]$ reprezintă mecanismul de pierdere a energiei materialului unei structuri care se deformează în domeniul liniar elastic. Analiza răspunsului liniar elastic al barajelor se efectuează cel mai convenabil folosind coordonate modale necuplate. În aces caz matricea $[C^I]$ nu trebuie definită explicit, ea fiind reprezentată prin fracţiunile din amortizarea critică (rate ale amortizării), υ_n, care se stabilesc pentru fiecare mod propriu considerat în analiză.

Dacă răspunsul structural depăşeşte domeniul liniar elastic, atunci analiza trebuie efectuată în coordonate geometrice prin integrarea numerică în timp a ecuaţiilor generale de mişcare. În acest caz, matricea $[C^I]$ trebuie definită explicit, modelul Rayleigh fiind cel mai uzual:

$$[C^I]=\alpha\,[M]+\beta[K], \tag{7.67}$$

unde $[M]$ şi $[K]$ sunt matricile maselor şi respectiv de rigiditate, iar α şi β coeficienţi dimensionali.

Coeficienţii α şi β pot fi determinaţi din relaţiile (v. fig. 3.30):

$$\alpha=\frac{2\,\omega_1\,\omega_n\,(\nu_n\,\omega_1-\nu_1\,\omega_n)}{\omega_1^2-\omega_n^2}$$
$$\beta=\frac{2\,(\nu_1\,\omega_1-\nu_n\,\omega_n)}{\omega_1^2-\omega_n^2} \tag{7.68}$$

unde ω_1 este prima frecvenţă circulară proprie a structurii, ω_n o frecvenţă circulară proprie cu influenţă mare în răspuns, iar ν_1 şi ν_n fracţiunile din amortizarea critică asociate celor două moduri proprii cu frecvenţele circulare ω_1 şi ω_n.

Modelul Rayleigh permite o modelare corespunzătoare a pierderilor de energie vâscoasă în întreg domeniul de răspuns al barajului (liniar şi neliniar). Pierderile de energie histeretică sunt luate în consideraţie prin schimbarea valorilor coeficienţilor din matricea de rigiditate pe durata calculului de integrare numerică pas cu pas în timp.

7.2.4. Definirea mecanismului de acţiune seismică

Această problemă a fost tratată pe scurt şi în capitolul 3. Aici problema se reia într-o tratare mai detaliată.

În cazul unei structuri de dimensiuni mici, fundaţia ei se asimilează cu un bloc rigid care are mişcări de translaţie datorită acţiunii cutremurelor. Această ipoteză nu este valabilă în general în cazul barajelor care au contact cu fundaţia pe suprafeţe întinse. În această situaţie nu este corect să se admită că mişcările seismice sunt simultan identice de-a lungul întregii arii de fundaţie (ipoteza de corp rigid). Mecanismul propagării undelor seismice prin teren conduce la mişcări nesincrone, variabile pe suprafeţele de contact.

În vederea evaluării corecte a răspunsului seismic pentru structuri mari cum sunt barajele, în discretizare este necesar să se includă o zonă întinsă din fundaţie, aşa cum se ilustrează în figura 7.13, pentru problema bidimensională. Extinderea atât de mare are scopul să elimine practic influenţa condiţiilor de graniţă de la limita discretizării fundaţiei asupra răspunsului structurii şi a zonei adiacente de la bază. Pe zona de graniţă ABCD, atât deplasările cât şi eforturile din analiza reală trebuie să fie practic identice cu condiţiile cunoscute din câmp liber. Totuşi prevederea unui mecanism prin care tulburările care apar în raport cu mişcarea în câmp liber (efectul de "cutie" în schema de calcul folosită) să fie radiate în exterior şi nu reflectate în ansamblul discretizat, este în general necesară.

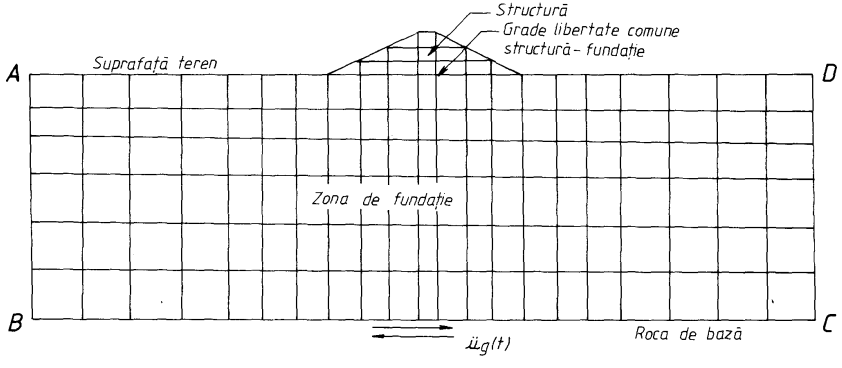


Fig. 7.13. Schemă de discretizare a unui sistem bidimensional baraj-fundaţie.

Acţiunea seismica poate fi introdusă fie prin mişcări prescrise la baza discretizării sau ca mişcări în câmp liber, adică mişcări ale fundaţiei complete care s-ar fi produs dacă structura nu ar fi existat.

Stabilirea condiţiilor iniţiale în eforturi efective $\{\sigma'_0\}$ şi presiuni în pori p_0 existente în momentul începerii cutremurului, necesită o analiză statică preliminară a sistemului. Etapele acestei analize sunt ilustrate în figura 7.14. În prima fază, pe baza informaţiilor geologice se stabilesc starea de eforturi efective iniţiale $\{\sigma'_{0(1)}\}$ şi presiuni în pori $p_{0(1)}$ înainte de realizarea construcţiei. Ele sunt în echilibru cu forţele gravitaţionale aplicate în fundaţie. În etapa următoare urmează analiza statică principală (fig. 7.14,*b*) în care se determină câmpul deplasărilor adiţionale $\{\Delta u_s\}$ rezultat în urma executării construcţiei. În această analiză $\{\sigma'_{0(1)}\}$ şi $p_{0(1)}$ sunt condiţii iniţiale şi forţele gravitaţionale sunt aplicate în întreg ansamblul.

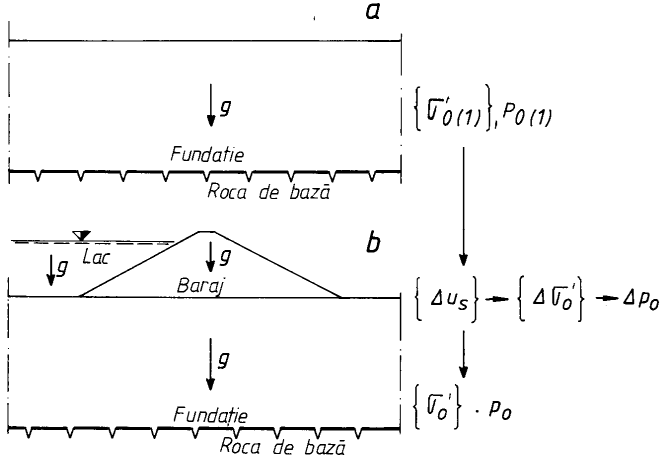


Fig. 7.14. Etapele de calcul ale eforturilor efective iniţiale $\{\sigma'_0\}$ şi presiunii apei din pori p_0: *a* - eforturi efective şi presiuni în pori anterioare construcţiei, *b* - eforturi efective şi presiuni în pori după realizarea construcţiei.

Dacă se are în vedere o soluţie pe termen lung (la un interval de mai mulţi ani după punerea sub sarcină a barajului), comportarea complet drenată este uzual acceptată şi p este determinat printr-un calcul independent de infiltraţii în sistem, iar $\{\sigma'\}$ se determină în etapa următoare printr-un calcul liniar sau neliniar în ipoteza comportării drenate. Alternativ, ipoteza comportării nedrenate (sau a con–solidării tranzitorii) se aplică pentru soluţii la momente intermediare de timp. Ipotezele de mai înainte sunt importante în cazul barajelor de pământ unde un şoc aplicat într-un timp scurt de la terminarea construcţiei poate avea efecte mult mai grave decât unul după consolidarea barajului.

În formulările ecuaţiilor de răspuns seismic în elemente finite (7.57) şi (7.59) sau în echivalentele lor liniare (7.61), (7.62) variabila $\{u\}$ a fost deplasarea totală măsurată din poziţia de repaus a sistemului. Conform figurii 7.13, pe graniţa

ABCD se pune condiţia ca deplasările să fie egale cu cele din mişcarea în câmp liber $\{u_F\}$, respectiv:

$$\{\overline{u}\}_{ABCD} = \{\overline{u}_F\}\,. \tag{7.69}$$

Dacă $\{u_F\}$ este cunoscut, analiza se face fără dificultate. În această analiză, ecuaţiile la nodurile de graniţă sunt omise şi efectul deplasărilor impuse în aceste noduri este încorporat într-o analiză standard în elemente finite rezultând forţele corespunzătoare în nodurile interioare.

Orice mişcare a fundaţiei asemenea undelor poate într-un mod similar să fie inclusă în analiză fără vreo dificultate. Într-o asemenea analiză, deplasările reale $\{u_F\}$ şi istoria vitezelor şi acceleraţiilor lor sunt însă necesare [16].

În general este convenabil să se folosească variabilă deplasarea relativă $\{u_R\}$ în locul deplasării absolute $\{u\}$. În acest scop se notează:

$$\{\overline{u}_R\} = \{\overline{u}\} - \{\overline{u}_S\}\ , \tag{7.70}$$

unde $\{\overline{u}_S\}$ este vectorul deplasărilor cunoscute în întreg sistemul discretizat.

Acum ecuaţiile de răspuns (7.57) (7.59) sau (7.61), (7.62) se rescriu efectuând substituţia (7.70) şi eliminând $\{\overline{u}\}$, vectorul deplasărilor totale (absolute). Aceasta implică în general termeni destul de complecşi şi cunoaşterea lui $\{u_S\}$ în întreg domeniul de analiză. Totuşi, dacă mişcarea de unde este neglijată şi $\{\overline{u}_S\}$ este considerat simplu egal cu mişcarea la roca de bază dependentă numai de timp $\{\overline{u}_S\} = [1]\,\{\overline{u}_{Fb}\}$ (mişcare de corp rigid), atunci avantajele substituţiei devin evidente. În acest caz singurele schimbări în ecuaţiile (7.57), respectiv (7.59) sunt de adăugare a forţelor inerţiale suplimentare $[M]\,\{\ddot{\overline{u}}\}$ respectiv $[\overline{M}]\,\{\ddot{\overline{u}}_S\}$ şi de înlocuire a vectorului $\{\overline{u}\}$ cu $\{\overline{u}_R\}$. Astfel, problema revine la analiza unui sistem în care $\{\overline{u}_R\} = 0$ pe graniţa de bază dacă acolo mişcarea a fost considerată simultan identică în toate nodurile.

În problemele liniare alt avantaj al introducerii deplasărilor relative rezultă prin aplicarea principiului suprapunerii efectelor. Frecvenţele proprii şi analiza modală a răspunsului unei structuri rezemând pe o bază cu deplasări zero sunt mai simplu de calculat. În asemenea analiză modală este în general impracticabil a include efectele cuplării presiunii din pori, răspunsul fiind guvernat numai de relaţia (7.61) în forma:

$$[M]\,\{\ddot{\overline{u}}\} + [C]\,\{\dot{\overline{u}}\} + [K]\,\{\overline{u}\} + \{f\} = 0\,. \tag{7.71}$$

În (7.71), forţa de excitaţie $\{f\}$ depinde de mişcarea pe graniţă $\{\ddot{\overline{u}}_{Fb}\}$, conform expresiei:

$$\{f\} = [M_b]\{\ddot{u}_{Fb}\} + [C_b]\{\dot{u}_{Fb}\} + [K_b]\{u_{Fb}\}, \tag{7.72}$$

unde $\{\ddot{u}_{Fb}\}$ reprezintă numai mişcarea nodurilor de pe graniţă şi $[M_b]$,$[C_b]$ şi $[K_b]$ sunt matrici cuplate, rectangulare.

Dacă acum se consideră deplasările relative în raport cu nişte deplasări $\{u_S\}$ astfel alese încât pe graniţă să avem deplasările impuse $\{u_{Fb}\}$, respectiv:

$$\{u_R\} = \{u\} - \{u_S\}, \tag{7.73}$$

unde $\{u_S\} = \{u_{Fb}\}$, pe graniţa ABCD (fig. 7.13), relaţia (7.71) poate fi rescrisă astfel:

$$\begin{aligned}[M]\{\ddot{u}_R\} + [C]\{\dot{u}_R\} + [K]\{u_R\} = \\ = -\{f\} - [M]\{\ddot{u}_S\} - [C]\{\dot{u}_S\} - [K]\{u_S\}\end{aligned} \tag{7.74}$$

cu $\{u_R\} = 0$ pe graniţe şi $\{f\}$ dat prin relaţia (7.72).

Există desigur un număr infinit de variante de ales pentru $\{u_S\}$ care dau deplasările impuse $\{u_{Fb}\}$ pe graniţă. O asemenea alegere este obţinută din soluţia statică a sistemului cu deplasările pe graniţă prescrise, respectiv:

$$[K]\{u_S\} = -[K_b]\{u_{Fb}\} \tag{7.75}$$

sau:

$$\{u_S\} = -[K]^{-1}[K_b]\{u_{Fb}\} = [r]\{u_{Fb}\}. \tag{7.76}$$

Substituind ecuaţiile (7.72) şi (7.76) în ecuaţia (7.74) se obţine:

$$\begin{aligned}[M]\{\ddot{u}_R\} + [C]\{\dot{u}_R\} + [K]\{u_R\} = \\ = -([M][r] + [M_b])\{\ddot{u}_{Fb}\} - ([C][r] + [C_b])\{\dot{u}_{Fb}\}\end{aligned} \tag{7.77}$$

Sistemul (7.77) chiar cu mişcare pe graniţă neuniformă poate fi rezolvat prin descompunere modală în care frecvenţele naturale cu $\{u_R\} = 0$ pe graniţe sunt găsite.

Ultimul termen din relaţia (7.77) este în general neglijabil de mic şi devine practic zero când amortizarea este proporţională cu rigiditatea (conform (7.76)).

O problemă majoră în folosirea sistemului (7.77) pentru analiza seismică este datorită faptului că excitaţia seismică $\{u_g(t)\}$ este de obicei definită ca mişcare uniformă dată numai la nivelul rocii de bază în timp ce seismogramele înregistrate la cutremure sunt obţinute la suprafaţa terenului. Diferenţe semnificative există între mişcările seismice de la suprafaţa terenului şi în adâncime, astfel încât ar fi necorespunzător să se folosească înregistrări de mişcări

seismice de la suprafaţă în formularea dată de (7.77). În schimb, o analiză preliminară trebuie efectuată pentru evaluarea mişcărilor de la nivelul rocii de bază care să corespundă cu înregistrarea de la suprafaţă. Această analiză, care se cheamă deconvoluţie, poate fi realizată în domeniul frecvenţelor cu mai multe programe de calcul între care se citează programele SHAKE şi FLUSH [17], [18].

O alternativă la analiza de deconvoluţie care a fost menţionată mai înainte este ca analiza sistemului din figura 7.13 să fie formulată direct în termeni ai excitaţiei în câmp liber $\{\overline{u}_F\}$ în locul răspunsului la excitaţia de la roca de bază. O asemenea formulare posibilă numai în analiza liniară, poate fi derivată din relaţia (7.73), exprimând deplasările totale $\{\overline{u}\}$ ca sumă a deplasărilor în câmp liber $\{\overline{u}_F\}$ care ar putea rezulta din excitaţia de la roca de bază $\{\overline{u}_{Fb}\}$ dacă structura nu este inclusă, plus mişcările adiţionale $\{\overline{u}_R\}$ datorită includerii structurii. Relaţia are forma:

$$\{\overline{u}\} = \{\overline{u}_R\} + \{\overline{u}_F\} \tag{7.78}$$

şi din nou pe graniţă $\{\overline{u}_F\} = \{\overline{u}_{Fb}\}$ astfel că acolo $\{u\} = 0$, iar $\{\overline{u}_R\}$ este definită în întreg sistemul.

Acum $\{\overline{u}_F\}$ este luat zero pentru toate gradele de libertate ale structurii. În continuare este convenabil ca matricea maselor $[M]$ să fie reprezentată ca suma termenilor asociaţi cu roca din fundaţie $[\widetilde{M}]$ şi respectiv cu structura $[\overline{M}]$. Aceeaşi reprezentare se aplică pentru matricea de rigiditate $[K]$ şi matricea de amortizare $[C]$, rezultând:

$$\begin{aligned} [M] &= [\widetilde{M}] + [\overline{M}] \\ [C] &= [\widetilde{C}] + [\overline{C}] \\ [K] &= [\widetilde{K}] + [\overline{K}] \end{aligned} \tag{7.79}$$

Substituind ecuaţiile (7.78), (7.79) în (7.71) se obţine:

$$\begin{aligned} &([\widetilde{M}] + [M])\,(\{\ddot{\overline{u}}_R\} + \{\ddot{\overline{u}}_F\}) + ([\widetilde{C}] + [\overline{C}])\,(\{\dot{\overline{u}}_R\} + \{\dot{\overline{u}}\}) + \\ &+ ([\widetilde{K}] + [\overline{K}])\,(\{\overline{u}_R\} + \{\overline{u}_F\}) = -[M_b]\{\ddot{\overline{u}}_{Fb}\} - [C_b]\{\dot{\overline{u}}_{Fb}\} - [K_b]\{\overline{u}_{Fb}\} \end{aligned} \tag{7.80}$$

Ecuaţia corespondentă condiţiei de câmp liber înainte ca structura să fie adăugată are aspectul:

$$[\tilde{M}]\{\ddot{u}_F\}+[\tilde{C}]\{\dot{u}_F\}+[\tilde{K}]\{u_F\}= \\ =-[M_b]\{\ddot{u}_{Fb}\}-[C_b]\{\dot{u}_{Fb}\}-[K_b]\{\overline{u}_{Fb}\} \tag{7.81}$$

Acum membrul stâng din (7.81), înlocuieşte membrul drept din (7.82) şi după simplificări rezultă ecuaţiile de răspuns în termeni de mişcările în câmp liber:

$$[M]\{\ddot{u}_R\}+[C]\{\dot{u}_R\}+[K]\{\overline{u}_R\}= \\ =-[\overline{M}]\{\ddot{u}_F\}-[\overline{C}]\{\dot{u}_F\}-[\overline{K}]\{\overline{u}_F\} \tag{7.82}$$

În final este convenabil a se exprima răspunsul adiţional total $\{\overline{u}_R\}$ ca sumă a mişcării relative $\{\tilde{u}_R\}$ plus termenul pseudostatic $\{\overline{u}_S\}$, astfel:

$$\{\overline{u}_R\} = \{\tilde{u}_R\} + \{\overline{u}_S\}. \tag{7.83}$$

Termenul pseudostatic $\{\overline{u}_S\}$ poate fi evaluat prin omiterea termenilor dinamici din (7.82), respectiv:

$$\{\overline{u}_S\} = -[K]^{-1}[\vec{K}]\{\overline{u}_F\}=[\overline{r}]\{\overline{u}_F\}, \tag{7.84}$$

unde $[\overline{r}]=-[K]^{-1}[\overline{K}]$.

Urmând un procedeu similar cu cel care a condus la relaţia (7.77), rezultă formularea răspunsului corespunzând mişcărilor în câmp liber:

$$[M]\{\ddot{\tilde{u}}_R\}+[C]\{\dot{\tilde{u}}_R\}+[K]\{\tilde{u}_R\}=-([M][\overline{r}]+[\overline{M}])\{\ddot{u}_F\}. \tag{7.85}$$

Diferenţa de bază între expresia (7.85) şi expresia (7.77) este că în prima excitaţia este exprimată prin acceleraţiile în câmp liber şi răspunsul exprimă mişcările dinamice care sunt suplimentare mişcărilor din câmp liber. De asemenea este important de reţinut că numai gradele de libertate de la suprafaţa de contact cu structura adăugată contribuie la răspunsul structurii, rezultând simplificări mari în definirea forţelor de excitaţie din relaţia (7.85).

Pe toate graniţele considerate până în prezent se produc reflexii şi dacă amortizarea internă nu este satisfăcătoare atunci rezultatele analizelor pot fi uşor distorsionate. În scopul eliminării undelor reflectate, condiţii de graniţă "liniştită" sunt impuse asupra variabilei $\{u_R\}$. Acestea pot fi puse în diverse moduri: prin introducerea unor "elemente infinite", prin considerarea unor soluţii analitice tip graniţă în regiunea exterioară sistemului sau simplu prin "amortizori" de graniţă. În toate aceste moduri, tracţiunile de pe graniţă $\{t\}$ se exprimă cu relaţia:

$$\{t\} = \{t_0\} + \{t_R\} = \{t_0\} + [Q_R]\,\{\ddot{u}_R\}\ , \tag{7.86}$$

unde $[Q_R]$ este matricea de amortizare pe graniţă şi $\{t_0\}$ sunt tracţiunile necesare să echilibreze eforturile statice iniţiale.

În vederea evaluării matricei $[Q_R]$ în termeni de "amortizori" de graniţă se consideră pentru exemplificare o undă de compresiune plană, propagându-se pe direcţia x într-un mediu liniar elastic. Soluţia generală pentru componenta x a deplasărilor produse prin propagarea undei este bine cunoscută şi are aspectul :

$$\begin{aligned} \{u_{Rx}\} &= F(x - c_c t) + f(x + c_c t) \\ \{u_{Ry}\} &= 0 \end{aligned} \tag{7.87}$$

unde c_c este viteza undelor de compresiune şi F, f reprezintă undele propagându-se pe sens pozitiv şi respectiv negativ faţă de direcţia x.

Dacă la o graniţă, aşa cum arată de exemplu CD din figura 7.13 se doreşte a se suprima returul undei *f,* atunci în relaţia (7.87) se pune condiţia $f = 0$ şi rezultă:

$$u_{Rx} = F\left(x - c_c t\right). \tag{7.88}$$

Prin diferenţiere se observă că:

$$\frac{\partial u_{Rx}}{\partial x} = F' \ \text{şi}\ \frac{\partial u_{Rx}}{\partial t} = -c_c\, F' \tag{7.89}$$

sau eliminând *F*' se obţine condiţia de graniţă:

$$\frac{\partial u_{Rx}}{\partial x} = -\frac{1}{c_c}\frac{\partial u_{Rx}}{\partial t} = -\frac{1}{c_c}\,\dot{u}_{Rx}\ . \tag{7.90}$$

Aceasta determină o valoare a tracţiunii pe graniţă t_{Rx} pe direcţia *x* de forma:

$$\frac{\partial u_{Rx}}{\partial x} = -\ \frac{t_{Rx}}{K}\ , \tag{7.91}$$

unde *K* este modulul de compresibilitate al materialului din exteriorul sistemului, care a fost considerat liniar elastic.

Într-un mod similar se pot considera şi alte tipuri de unde (de forfecare, Rayleigh), obţinându-se şi alte componente ale tracţiunilor de pe graniţă.

Procedeul descris mai înainte nu permite filtrarea tuturor undelor, dar aplicarea lui a condus la rezultate excelente [4]. Pe o graniţă verticală de tipul AB

sau CD din figura 7.13, dacă se doreşte eliminarea undelor de compresiune şi de forfecare, matricea de amortizare pe graniţă se scrie:

$$[Q] = -\begin{bmatrix} K/c_c & 0 \\ 0 & \dfrac{G}{c_s} \end{bmatrix}, \tag{7.92}$$

unde G este modulul de deformaţii transversale, iar c_s - viteza undelor de forfecare. Introducerea condiţiei de graniţă de mai înainte în ecuaţia de mişcare discretizată (7.71) conduce la suplimentarea termenului $\{f\}$ (vectorul forţelor de excitaţie) cu forţele de amortizare pe graniţă $[C_R]\{\dot{\bar{u}}_R\}$, conform relaţiei:

$$\{f\} = -\int_{\Gamma} [N]^T \{t\} d\Gamma - [C_R]\{\dot{\bar{u}}_R\}, \tag{7.93}$$

unde $[C_R] = \int_{\Gamma} [N]^T [Q_R][N] d\Gamma$ este matricea de amortizare de radiaţie (v. relaţia (7.66)).

Spre deosebire de modelul de amortizare Rayleigh, matricea $[C_R]$ cauzează cuplări între modurile proprii. Totuşi, în cazurile folosirii analizei modale pe moduri proprii, în mod obişnuit (deşi incorect) se ignoră cuplarea modurilor datorită matricei de amortizare de radiaţie $[C_R]$.

7.2.5. Principii de analiză a interacţiunii baraj-lac

În prezentările de mai înainte care au condus la formulările ecuaţiilor care guvernează mişcarea barajului şi presiunea din pori, prezenţa lacului a fost ignorată. Acum, dacă se introduce şi ipoteza lacului plin, în mod inevitabil vor apare fenomene de interacţiune între mişcările barajului şi apei din lac.

În figura 7.15 se ilustrează în problema bidimensională cazul tipic de interacţiune baraj-lac-fundaţie. Orice mişcare a barajului şi fundaţiei pe interfaţa ABC se va transmite apei din lac care răspunde generând presiuni hidrodinamice pe feţele solide cu care vine în contact. În trecut aceste presiuni hidrodinamice au fost estimate în ipoteza mişcării armonice de corp rigid a structurii, ignorând total mişcarea fundaţiei (relaţiile Westergaard, Zangar etc.). Aplicarea metodei elementelor finite şi a altor metode numerice (diferenţe finite, elemente de graniţă) a condus la rezolvări aproximative mult mai apropiate de realităţile fizice, pe deplin satisfăcătoare din punct de vedere ingineresc [19], [20], [21], [22].

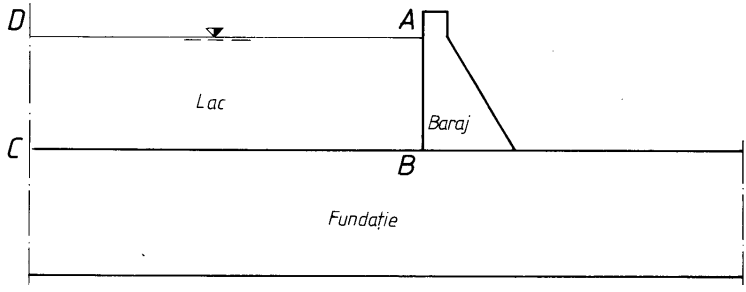


Fig. 7.15. Sistem cuplat baraj-lac-fundaţie.

În general, două moduri de tratări sunt posibile:

– tratarea lichidului ca un solid degenerat având modulul de deformaţie tangenţială nul, dar cu modulul de compresibilitate de valoare finită; acest model a fost tratat în capitolul 3, paragraful 3.4 şi nu se va relua aici;

– tratarea în care condiţia de eforturi tangenţiale nule în lichid este impusă iniţial şi în care efectele compresibilităţii lichidului pot fi considerate opţional.

În cadrul celui de al doilea mod de tratare se pleacă de la ecuaţiile de mişcare a lichidelor (ecuaţiile Navier-Stokes) în care se neglijează eforturile vâscoase şi termenii acceleraţiilor convective, rezultând forma liniarizată a ecuaţiilor Euler:

$$\rho_f \frac{\partial v_{f,i}}{\partial t} = -\frac{\partial p}{\partial x_i} \quad \text{etc.} \tag{7.94}$$

sau:

$$\rho_f \left\{\dot{v}_f\right\} = -\left\{\nabla\right\} p \,, \tag{7.95}$$

unde ρ_f este densitatea lichidului, $\left\{\dot{v}_f\right\}$ viteza lichidului într-un sistem rectangular şi p presiunea.

Ecuaţia de continuitate are forma:

$$v_{f\,i,i} = \left\{\nabla\right\}^T \left\{v_f\right\} = -\dot{p}/K_f \,, \tag{7.96}$$

unde K_f este modulul de compresibilitate al lichidului.

Eliminând $v_{f\,i}$ din ecuaţiile (7.94) şi (7.96) se obţine ecuaţia undelor standard:

$$\left\{\nabla\right\}^T \left\{\nabla\right\} p = \nabla^2 p = \left(1/c^2\right) \ddot{p} \,, \tag{7.97}$$

unde $c = \sqrt{K_f / \rho_f}$ este viteza sunetului în lichid (celeritatea).

În vederea rezolvării ecuaţiei (7.97) trebuie stabilite condiţiile iniţiale şi condiţiile de graniţă care se referă la figura 7.16.

Pe graniţa ABC, în conformitate cu relaţia (7.95)

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho_f \dot{v}_{fn} , \tag{7.98}$$

unde *n* este direcţia normalei la suprafaţă.

În continuare se admite ipoteza că pe graniţa ABC, lichidul rămâne în contact permanent cu structura. Această condiţie se scrie sub forma:

$$v_{fn} = \dot{u}_n = \{n\}^T \{\dot{u}\} , \tag{7.99}$$

unde $\dot{u}_n$ este viteza pe normală a punctului de pe graniţa structurii.

Derivând relaţia (7.99) în raport cu timpul şi substituind $\dot{v}_{fn}$ din (7.98) se obţine o condiţie de graniţă cu structura cuplată la lichid:

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\{n\}^T \{\ddot{u}\} \rho_f . \tag{7.100}$$

Pe suprafaţa liberă AD, dacă se admite existenţa valurilor, relaţia (3.171) (capitolul 3) se derivează de două ori în raport cu timpul şi apoi se substituie $\dot{v}_{fn}$ din (7.98), rezultând:

$$\ddot{p} = \rho_f g \ddot{\delta}_f = \rho_f g \dot{v}_{fy} = -g \frac{\partial p}{\partial y} , \tag{7.101}$$

unde δ_f este deplasarea pe verticală a lichidului (mişcarea valului), iar axa *y* este orientată vertical.

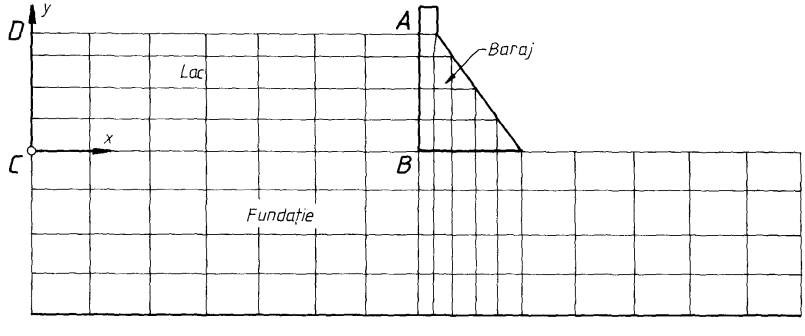


Fig. 7.16. Schemă de discretizare în elemente finite a unui sistem bidimensional baraj-lac-fundaţie.

Dacă efectul valurilor se neglijează, condiţia de graniţă pe suprafaţa liberă AD se scrie mai simplu:

$$p = 0 \,. \tag{7.102}$$

În final, pe graniţa radiantă DC, reinterpretând argumentele care au condus la relaţia (7.90), se obţine:

$$\frac{\partial p}{\partial x} = -\frac{1}{c}\,\dot{p} \,. \tag{7.103}$$

În subsistemul lichid (fig. 7.16) discretizat în elemente finite, exprimând presiunile $\{p\}$ în funcţie de valorile lor nodale $\{\overline{p}\}$ prin intermediul funcţiilor de formă $[\overline{N}]$ se scrie:

$$\{p\} = [\overline{N}]\{\overline{p}\} \tag{7.104}$$

şi în final se obţine setul de ecuaţii în elemente finite care guvernează comportarea subsistemului lichid:

$$[\bar{H}]\{\overline{p}\} + [M_f]\,\{\ddot{\overline{p}}\} + [C_f]\,\{\dot{\overline{p}}\} + [L]^T\,\{\ddot{\overline{u}}\} + \{\bar{f}\} = 0 \,. \tag{7.105}$$

În (7.105) s-au folosit următoarele notaţii:

$$\begin{aligned}
[\bar{H}] &= \int_{\Omega} (\{\nabla\}[\overline{N}])^T \{\nabla\}[N]\, d\Omega \\
[M_f] &= \frac{1}{c^2} \int_{\Omega} [\overline{N}]^T [\overline{N}]\, d\Omega \\
[C_f] &= \frac{1}{c^2} \int_{CD} [\overline{N}]^T [\overline{N}]\, d\Gamma \\
[L]^T &= \int_{ABC} \rho_f [\overline{N}]^T [n]^T [N]\, d\Gamma
\end{aligned} \tag{7.106}$$

unde $[n]$ este matricea vectorului normal unitar (versorului) pe ABC, iar $[N]$ matricea funcţiilor de formă în discretizarea structurii $\{u\} = [N]\,\{\overline{u}\}$.

Ecuaţiile în elemente finite care guvernează comportarea subsistemului baraj (7.57) sunt cuplate cu cele ale subsistemului lichid (7.105), iar forţele datorate presiunilor acţionând pe interfaţă se pot calcula cu relaţia:

$$\{f\}_{ABC} = [L]\,\{\overline{p}\}/\rho_f \,. \tag{7.107}$$

În ipoteza comportării liniare, nedrenate a structurii (7.61) şi omiţând termenul de cuplare a presiunii apei din pori se obţine sistemul simetric:

$$[M]\{\ddot{u}\}+[C]\{\dot{u}\}+[K]\{u\}+[L]\{\overline{p}\}+\{f\}=0$$
$$[M_f]\{\ddot{\overline{p}}\}+[C_f]\{\dot{\overline{p}}\}+[\bar{H}]\{\overline{p}\}-[L]^T\{\ddot{u}\}+\{\bar{f}\}=0\,. \tag{7.108}$$

Acum, spre deosebire de cazul formulării discretizate în deplasări (3.170), cazul lichidului incompresibil se poate studia fără nici o dificultate, punând condiţia:

$$c\to\infty\,. \tag{7.109}$$

Punând condiţia (7.109) în a doua relaţie din (7.108) şi ignorând efectul valurilor de la suprafaţă, rezultă:

$$[\bar{H}]\{\overline{p}\}-[L]^T\{\ddot{u}\}=0\,. \tag{7.110}$$

Relaţia (7.110) furnizează direct valorile nodale ale presiunilor hidrodinamice, $\{\overline{p}\}$ în forma:

$$\{\overline{p}\}=[\bar{H}]^{-1}[L]^T\{\ddot{u}\}\,. \tag{7.111}$$

Substituind (7.111) în expresia referitoare la structură din (7.108), relaţia rezultată poate fi scrisă sub forma:

$$\left([M]+[\bar{M}]\right)\{\ddot{u}\}+[C]\{\dot{u}\}+[K]\{u\}+\{f\}=0\,, \tag{7.112}$$

unde efectul lichidului a fost considerat prin simpla suplimentare a matricii maselor structurii cu matricea $[\bar{M}]$ având expresia:

$$[\bar{M}]=\frac{1}{\rho_f}[L]^{-1}[H]^T[L]\,. \tag{7.113}$$

Matricea $[\bar{M}]$ se cheamă matricea maselor adiţionale şi a fost introdusă de Zienkiewicz et al., în 1965 [23]. Procedeul descris mai înainte bazat pe folosirea matricii maselor adiţionale este o cale foarte simplă de considerare a interacţiunii structură-lichid în cazul lichidului incompresibil şi are o largă aplicare în analiza seismică a barajelor.

Totuşi în cazul marilor baraje cu lacuri în chiuvete din roci tari în care atenuările undelor sunt foarte mici, efectele compresibilităţii apei sunt de obicei importante şi nu se recomandă neglijarea lor [1].

În ultimele decenii multe cercetări au fost dedicate interacţiunii baraj-lac, rezultând formulări alternative celor prezentate mai înainte. În particular sunt de remarcat cercetările asupra fenomenelor de cavitaţie asociate interacţiunii seismice baraj-lac. În modelele descrise mai înainte s-a acceptat ipoteza contactului permanent între structură şi lichid. În realitate pe durata interacţiunii se pot produce desprinderi ale lichidului de pereţii structurii, care cauzează depresiuni (presiuni

negative). În figura 7.17 se ilustrează efectele considerării cavităţii în cazul barajului Koyna solicitat de componentele transversală şi verticală ale cutremurului Koyna. Analiza relevă că efectele sunt nesemnificative asupra deplasărilor structurii dar devin importante pentru presiunile hidrodinamice [24].

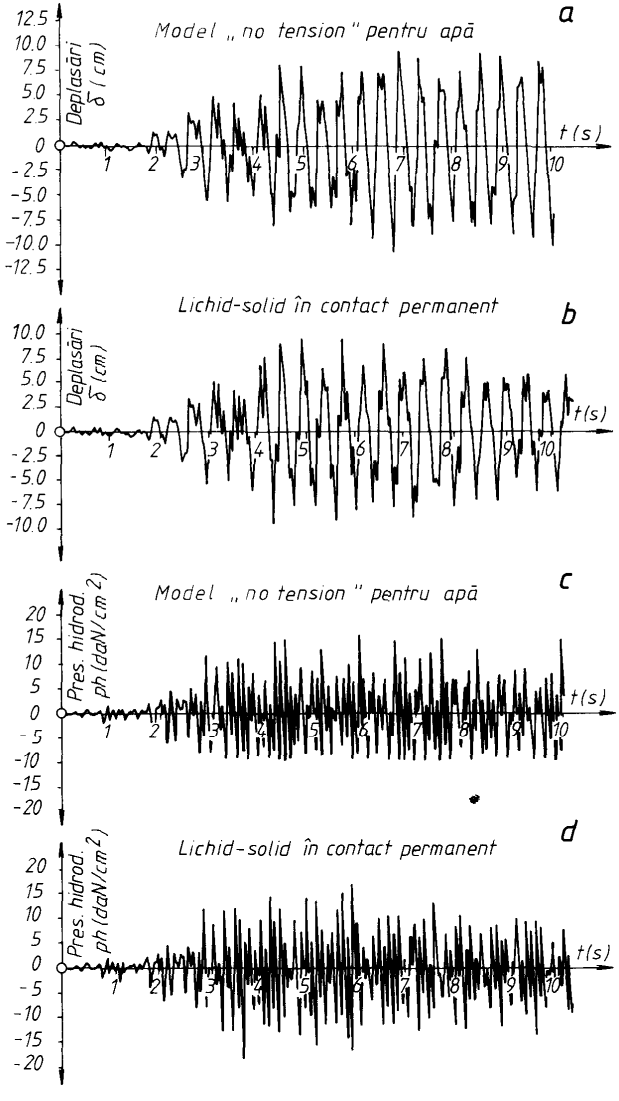


Fig. 7.17. Barajul Koyna - efectul cavităţiei asupra deplasărilor orizontale ale coronamentului (δ) şi asupra presiunilor hidrodinamice (p_h) la solicitarea cutremurului Koyna (componentele transversală şi verticală): *a* - $\delta(t)$ cu considerarea cavităţiei, *b* - $\delta(t)$ fără considerarea cavităţiei, *c* - $p_h(t)$ cu considerarea cavităţiei , *d* - $p_h(t)$ fără considerarea cavităţiei ($\Delta t = 0{,}005$ s, lac cu graniţă absorbantă).

Unele soluţii au fost date utilizând elemente de frontieră (graniţă) pentru subdomeniul lichid în locul elementelor finite, ele oferind o precizie îmbunătăţită cu un efort mai mic de calcul [25], [26].

Multe soluţii analitice şi semianalitice au fost date în probleme de vibraţii cuplate (necuplate) ale lichidelor. Aici sunt de menţionat lucrările lui Chopra, in care se dau soluţii în domeniul frecvenţelor. Studiile în domeniul frecvenţelor arată că efectele compresibilităţii sunt în general importante, în răspunsul seismic al marilor baraje [27].

7.2.6. Proceduri simplificate de analiză

Procedurile simplificate de analiză sunt recomandate pentru stadiile preliminare de proiectare sau atunci când o soluţie aproximativă mai puţin ela–borată este satisfăcătoare.

În ipoteza comportării liniare nedrenate, ecuaţiile de mişcare în formă matriceală pentru un sistem cu mai multe grade de libertate se scriu:

$$[M]\{\ddot{\overline{u}}\} + [C]\{\dot{\overline{u}}\} + [K]\{\overline{u}\} + \{f\} = 0\,. \tag{7.114}$$

Obişnuit, sistemul (7.114) se tratează în termeni de deplasări nodale relative de răspuns $\{\overline{u}\}$, forţa de excitaţie $\{f\}$ fiind exprimată în funcţie de acceleraţiile seismice de la bază $\ddot{u}_g(t)$, în forma:

$$\{f\} = -[M]\{q\}\,\ddot{u}_g\,, \tag{7.115}$$

unde $\{q\}$ este un vector de poziţie corespunzând cosinuşilor directori ai gradelor de libertate ale nodului în mişcare faţă de direcţia cutremurului. Uzual vectorul $\{q\}$ este o coloană de 1 şi 0 după cum gradele de libertate sunt paralele sau perpendi–culare pe direcţia cutremurului.

Se admite că răspunsul sistemului este dat numai de contribuţia modului fundamental de vibraţie, şi se face substituţia coordonatelor geometrice $\{u\}$ în coordonate normale a :

$$\{\overline{u}\} = \{Y\}\,a\,, \tag{7.116}$$

unde $\{Y\}$ este un vector descriind aproximativ forma proprie fundamentală, iar a un parametru scalar unic.

Substituind (7.116) în (7.114) şi premultiplicând cu $\{Y\}^T$, întregul sistem se reduce la o ecuaţie cu un singur grad de libertate:

$$m\,\ddot{a} + c\,\dot{a} + k\,a = p(t) = -m\beta\ddot{u}_g\,, \tag{7.117}$$

unde:

$$m = \{Y\}^T[M]\{Y\},\;\; c = \{Y\}^T[C]\{Y\},\;\; k = \{Y\}^T[K]\{Y\}, \tag{7.118}$$

iar $\beta = \{Y\}^T[M]\{q\}/m$ este factor de participare.

Pentru orice mişcări ale pământului u_g, deplasările corespondente de răspuns pot fi găsite prin metode elementare. Ecuaţia (7.117) poate fi normalizată înlocuind:

$\frac{k}{m} = \omega^2$ frecvenţa circulară naturală;

$\frac{c}{m\,\omega} = 2\,\nu$ rata amortizării (fracţiunea din amortizarea critică),

rezultând în final forma:

$$\ddot{a} + 2\,\nu\,\omega\,\dot{a} + \omega^2 a = -\beta\,\ddot{u}_g\,. \tag{7.119}$$

Valoarea maximă de răspuns $a_{\max}$ poate fi determinată direct din spectrul de răspuns în deplasări, funcţie de ω şi ν. Conform relaţiilor între acceleraţiile şi deplasările spectrale se poate determina valoarea acceleraţiei maxime de răspuns $\ddot{a}_{\max}$:

$$\ddot{a}_{\max} = \omega^2\, a_{\max}\,. \tag{7.120}$$

Acum se poate defini factorul de amplificare α :

$$\alpha = \ddot{a}_{\max} / \ddot{u}_{g\,(\max)} \tag{7.121}$$

şi se poate calcula forţa generalizată maximă *p* în (7.117) cu una din relaţiile:

$$p = k\,a_{\max} = k\,\ddot{a}_{\max} / \omega^2 = m\,\ddot{a}_{\max} = m\,\alpha\,\ddot{u}_{g\,(\max)}\,, \tag{7.122}$$

unde α este mult mai mare decât unitatea, valoarea lui fiind disponibilă din spectrul de proiectare sau din spectrul de răspuns al cutremurelor din amplasament.

În final se consideră că forţa generalizată *p* se aplică static şi se revine la coordonatele geometrice:

$$\{Y\}^T [K] \{Y\} \{Y\}^{-1} \{\overline{u}\} = \{Y\}^T [M]\, \{Y\}\, \beta\, \alpha\, \ddot{u}_{g\,(\max)}\,, \tag{7.123}$$

respectiv, după prelucrări:

$$[K]\, \{\overline{u}\} = [M]\, \{Y\}\, \beta\, \alpha\, \ddot{u}_{g\,(\max)}\,. \tag{7.124}$$

Relaţia (7.124) se aplică pentru calculul deplasărilor de răspuns seismic al sistemului, care servesc apoi la calculul eforturilor seismice maxime de răspuns.

Metoda prezentată mai înainte deşi aproximativă, este simplă, uşor de apli–cat şi oferă rezolvări pe deplin satisfăcătoare pentru stadii preliminare de proiectare.

7.3. Comportarea la cutremur a barajelor de beton

7.3.1. Aspecte generale

Barajele de beton au demonstrat calităţi excelente de rezistenţă la acţiuni seismice; nici un dezastru nu s-a produs din cauza avariilor produse de cutremure barajelor de beton, deşi în trecut numeroase baraje de beton au fost solicitate de cutremure violente. În tabelul 7.5 se prezintă o statistică după Knight şi Mason [28] asupra unor mari baraje de beton care au fost solicitate de cutremure semnificative.

Tabelul 7.5

Denumirea barajului	Ţara	Tip	Înălţime [m]	Anul terminării construcţiei	Cutremur			
					Data	Magnitudine Richter	Distanţă epicentrală [km]	Avarii
Monteynard	Franţa	VA	155	1962	1963	4,9	0	-
Kariba	Zimbabwe	VA	128	1959	1963	6,1	-	-
Kurobe	Japonia	VA	186	1960	1963	5	10	-
Pacoima	USA	VA	113	1929	1971,1994	6,6, 6,8	6, 18	da, da
Santa Anita	USA	VA	76	1927	1971	6,6	27	-
Big Tujunga	USA	VA	76	1931	1971	6,6	32	-
Ambiesta	Italia	VA	59	1956	1976	6,5	22	-
Maina di Sauris	Italia	VA	136	1952	1976	6,5	43	-
Barcis	Italia	VA	50	1920	1976	6,5	48	-
Gibraltar	USA	VA	50	1925	1968	6,3	-	-
Rapel	Chile	VA	110	1890	1985	7,8	-	da
Lower Crystal Springs	USA	PG	47	1906	1906	8,3	0,4	-
Hoover	USA	VA	220	1936	1936	5	8	-
Honen-Ike	Japonia	MV	30	1930	1946	-	-	da
Blackbrook	Anglia	PG	30	1900	1957	-	6,4	da
Hsingfeng Kiang	China	CB	105	1959	1962	6,1	5	da
Koyna	India	PG	103	1963	1967	6,5	3	da
Grandval	Franţa	MV	88	1959	1969	-	-	-
Poiana Uzului	România	CB	82	1969	1977	7,2	60	-
Sefid Rud	Iran	CB	106	1962	1990	7,7	f.aproape	da
Izvorul Muntelui	România	PG	127	1961	1977	7,2	80	-
Marathon	Grecia	PG	63	1930	1938	5	-	-

Codificări: VA - baraj arcuit; PG - baraj de greutate
CB - baraj cu contraforţi; MV - baraj cu bolţi multiple.

Conform datelor din tabelul 7.5 se poate remarca o anumită corelaţie între frecvenţa avariilor şi distanţa epicentrală din amplasamentul barajului. O excepţie notabilă este totuşi barajul Lower Crystal Springs, un baraj de greutate curbat, cu secţiune trapezoidală groasă care a rezistat fără nici o avarie cutremurului San Francisco din 1906 cu $M = 8{,}3$ şi cu epicentrul situat la numai 0,4 km depărtare.

Avariile cele mai frecvente s-au produs în zona coronamentului, unde amplificările acceleraţiilor seismice de la bază au fost importante. Accelerografe instalate pe coronamentul barajelor au înregistrat vârfuri ale acceleraţiilor de răspuns de 0,25 g (Nagawada), 0,20 g (Hoover), 0,17 g (Techi), 0,15 g (Yuda), 0,15 g (Big Dalton) deşi acceleraţia maximă la nivelul fundaţiei a fost de numai 0,08 g.

În continuare se vor face scurte descrieri ale celor mai importante avarii seismice suferite de barajele de beton în funcţie de tipul lor şi în sinteză vor rezulta căile posibile de avariere seismică.

7.3.2. Baraje de greutate

În data de 11 decembrie 1967, barajul Koyna (India, $H = 103\,\text{m}$) (fig. 7.18) a fost solicitat de un cutremur cu magnitiudinea 6,5 cu epicentrul la o distanţă de circa 13 km, generat pe o falie care trece la numai 3 km de baraj. Instrumentele montate în corpul barajului au înregistrat acceleraţii orizontale maxime de 0,63 g şi 0,49 g (longitudinal şi transversal pe baraj) şi 0,37 pe direcţia verticală. Cutremurul a provocat în zona de devastare moartea a 180 de persoane şi rănirea a altor circa 2200. Totuşi barajul nu a avut avarii majore. Fisuri orizontale la ambele paramente au fost observate în blocurile nedeversante cele mai înalte. În elevaţie ele s-au situat la circa 36 m sub cota coronamentului, la nivelul unde profilul transversal îşi modifică panta paramentului aval. Deşi nivelul în lac era la momentul respectiv cu 25 m peste cota fisurilor, ele nu au străpuns corpul barajului şi nu s-au produs pierderi notabile de apă din lac. Totuşi infiltraţiile măsurate prin corpul barajului s-au dublat. Postanalize seismice prin elemente finite au demonstrat că la nivelul de solicitare seismică observat erau de aşteptat producerea de fisuri în zonele respective prin depăşirea rezistenţei la întindere din încovoiere a betonului (fig. 7.18,*c*).

Alte avarii seismice au constat din: fisuri în lungul galeriilor şi puţului vertical de acces, dizlocări de fragmente de beton în dreptul rosturilor verticale de construcţie datorită defazajelor în vibraţiile ploturilor, fisurarea podului de trecere peste deversorul de la coronament, căderea unuia dintre turnurile de priză situate în zona centrală a barajului.

Reparaţiile - în etapa de urgenţă - au constat din injectarea cu răşini epoxidice a fisurilor mari de la paramentele amonte şi aval şi postcomprimarea acestor zone cu ancore tensionate realizate de la coronament.

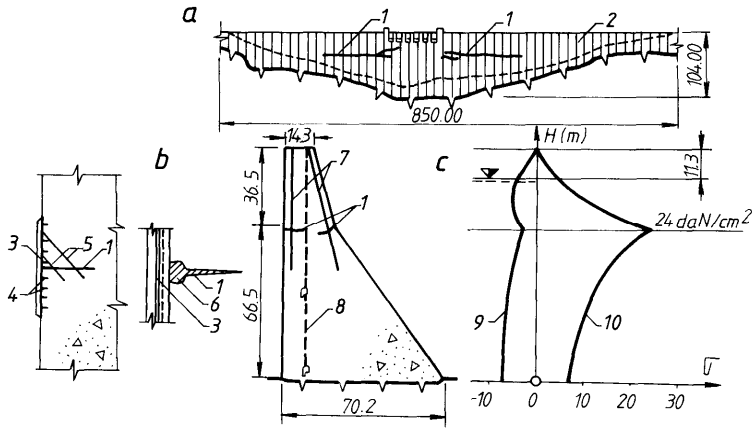


Fig. 7.18. Barajul Koyna. Avarii la cutremurul din 11.12.1967: *a* - vedere din amonte, *b* - detalii de reparaţii prin injecţii, *c* - rezultate în postanaliza seismică; *1* - fisură, *2* - ploturi, *3* - etanşare, *4* - ancore, *5* - foraje de injectare şi control, *6* - răşină epoxidică, *7* - cabluri tensionate, *8* - tuburi de drenaj, *9*, *10* - înfăşurători ale eforturilor verticale de compresiune, respectiv de tensiune la paramentul amonte din greutate proprie + presiune hidrostatică + cutremur.

A doua etapă de consolidare a constat din realizarea unor contraforţi ataşaţi paramentului aval la ploturile nedeversante, care le asigură o rezemare suplimentară (fig. 7.19).

Barajul Blackbrook (Anglia, $H = 31$ m) (fig. 7.20) a fost avariat în anul 1957 de un cutremur de intensitate VI...VII MM, a cărui epicentru s-a situat la 6,4 km de baraj. Avariile constatate au fost următoarele: crăpături vizibile în zona superioară a barajului, dizlocarea parapetului pe o lungime de circa 150 m, dizlocarea placajului de protecţie al paramentului aval, avarierea uşoară a podului peste deversor, dizlocări ale rocii de fundaţie. În urma avariilor infiltraţiile prin baraj şi fundaţie au crescut de circa 400 de ori, ajungând la valori de 910 m^3/zi (10,5 ℓ/s). Lucrări intensive de injecţii în terenul de fundare au condus la reducerea la 25% a debitelor infiltrate. În câteva luni infiltraţiile au revenit progresiv la cele anterioare cutremurului.

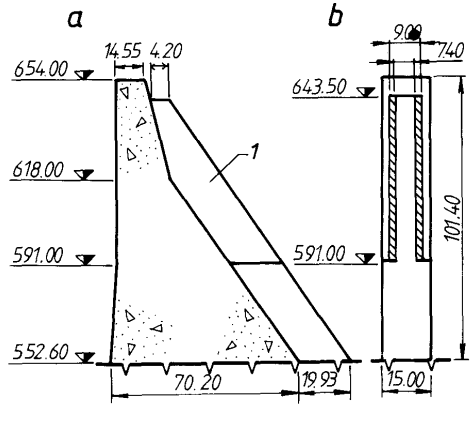


Fig. 7.19. Consolidări la ploturile centrale nedeversante ale barajului Koyna: *a* - secţiune transversală a profilului consolidat, *b* - vedere din aval; *1* - contrafort.

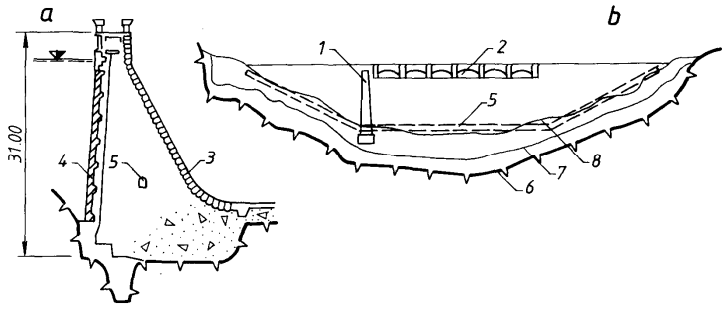


Fig. 7.20. Barajul Blackbrook; *a* - secţiune transversală, *b* - vedere din aval; *1* - turn de priză, *2* - deversor, *3* - protecţie de piatră, *4* - protecţie din moloane, *5* - galerie de vizitare, *6* - linia excavaţiilor, *7* - linia rocii, *8* - linia terenului.

Pe baze statistice se poate observa că zonele cele mai expuse la avarii seismice din corpul sau amplasamentul barajelor de greutate sunt următoarele:

– zona coronamentului şi a părţii superioare a barajului, în special în punctele cu schimbări ale înclinării paramentelor;

– zonele cu modificări bruşte de rigiditate, ca de exemplu zona de contact baraj-fundaţie;

– conturul galeriilor sau a altor goluri existente în corpul barajului.

7.3.3. Baraje cu contraforţi

Barajul Hsinfengkiang (China, $H = 105\,\text{m}$) a fost dat în folosinţă în anul 1959. El este alcătuit din 19 blocuri cu contraforţi în zona centrală şi din blocuri de greutate la ambele închideri în versanţi, lungimea totală la coronament fiind de 442 m (fig. 7.21). Structura a fost iniţial proiectată să reziste la cutremure cu intensitate VI MM, dar în urma unor cutremure de natură indusă care au apărut în perioada imediat următoare umplerii lacului, barajul a fost consolidat să reziste la cutremure cu intensitatea VIII MM. Consolidarea a urmărit mărirea rigidităţii longitudinale a barajului prin realizarea unor diafragme de beton armat între contraforţi pe conturul lor amonte şi aval (fig. 7.21, etapa I-a de consolidare).

În anul următor consolidării, pe 19.03.1962 barajul a fost solicitat de un cu–tremur cu intensitate epicentrală VIII MM şi de magnitudine $M = 6{,}1$, localizat foarte aproape de baraj. Acceleraţia maximă de răspuns la nivelul coronamentului în timpul cutremurului principal nu se cunoaşte, dar înregistrări ulterioare la o replică cu $M = 5{,}5$ au arătat o acceleraţie maximă la coronament de 0,54 g. Deşi din punct de vedere al stabilităţii globale barajul a rezistat bine, s-au înregistrat totuşi şi avarii importante (fig. 7.21,*a*). Astfel, la ploturile nedeversante de pe ambele părţi ale dever–sorului, în zona de schimbare a secţiunii s-au dezvoltat crăpături orizontale. Cea mai lungă dintre ele, dezvoltată de la deversor spre malul drept la paramentul aval a avut 82 m lungime. Totuşi nu s-au produs pierderi de apă din lac prin crăpături şi fisuri.

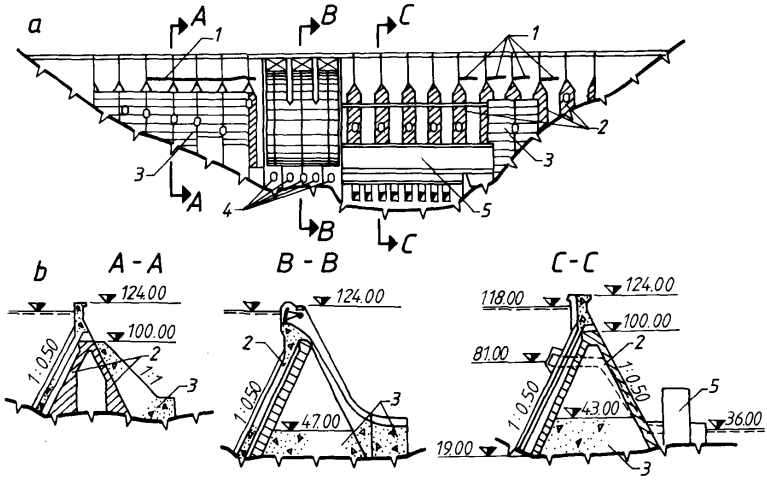


Fig. 7.21. Barajul Hsinfengkiang (China) - avarii şi intervenţii de consolidare după cutremurul din 19.03.1962; *a* - vedere din aval, *b* - secţiuni transversale; *1* - crăpături, *2* - consolidare etapa I-a, *3* - consolidare etapa II-a, *4* - goliri de fund, *5* - centrală hidroelectrică.

Consolidările după cutremur au urmărit refacerea integrităţii structurale a barajului şi îmbunătăţirea stabilităţii la alunecare pe direcţia văii. Astfel, spaţiile dintre contraforţii centrali la nivelul fundaţiei au fost umplute cu beton pe circa o pătrime din înălţimea barajului (fig. 7.21, etapa a II-a de consolidare). De asemenea, s-au efectuat lucrări de injecţii de consolidare şi impermeabilizare ale terenului de fundare, în special la malul drept unde starea de fisuraţie a rocii era destul de avansată.

Barajul Sefid Rud (Iran, $H = 106$ m) a fost dat în exploatare în 1962. Este alcătuit din 23 ploturi de 14 m lăţime, cu contraforţi de 5 m grosime şi 7 ploturi de greutate de închidere în versanţi, lungimea totală la coronament fiind de 425 m (fig. 7.22) [29].

Barajul a fost proiectat pentru un cutremur cu acceleraţia maximă de 0,25 g, dar în 21.06.1990 el a fost avariat de un cutremur violent de magnitudine $M = 7{,}3...7{,}7$ şi cu epicentrul la numai 5 km de amplasamentul barajului. În zona de devastare au pierit 40000 de oameni şi 100000 de clădiri au fost distruse. Avariile principale la ploturile centrale au constat din fisuri pe rosturile de lucru orizontale care s-au extins de la paramentul amonte al barajului până la racordul plăcii cu contrafortul şi în continuare pe grosimea contraforţilor. În elevaţie fisurile s-au situat într-o zonă adiacentă schimbării pantei paramentului sub coronament şi au fost asociate cu deplasări relative de forfecare către aval între feţele adiacente de până la 20 mm. Mişcări diferenţiate la coronament între contraforţi au totalizat mai mulţi centimetri de-a lungul barajului. Deşi stabilitatea barajului nu a fost pusă în pericol, pierderile de apă prin fisuri au condus la scăderea nivelului apei în lac. Prin extrapolare s-a ajuns la concluzia că acceleraţia maximă a cutremurului la nivelul

terenului a fost de 0,714 g, ceea ce echivalează cu MCE pentru amplasament. Reparaţiile după cutremur au constat din lucrări de injecţii şi postcomprimarea zonelor fisurate cu ancore pretensionate.

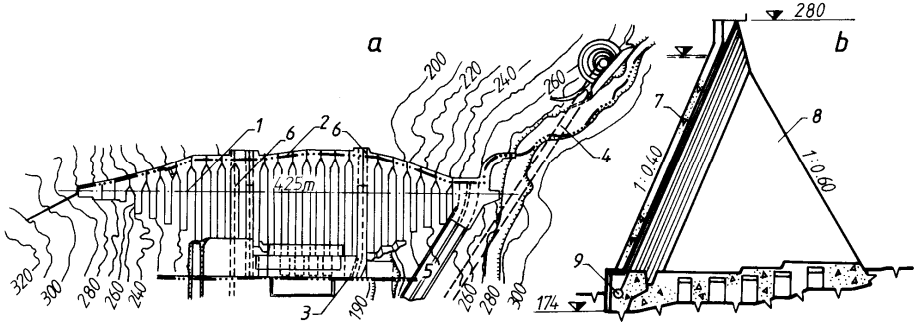


Fig. 7.22. Barajul Sefid Rud (Iran) *a* - secţiune orizontală curentă, *b* - profil transversal tip; *1* - ax baraj, *2* - voal de etanşare, *3* - voal de etanşare provizorie pe durata construcţiei, *4* - descărcători pâlnie, *5* - descărcător canal, *6* - golire de fund, *7* - etanşare rost plăci contraforţi, *8* - contrafort, *9* - galerie de vizitare şi injecţii.

Comportarea la cutremur a barajelor cu contraforţi este în general asemănătoare cu a barajelor de greutate. Zonele cele mai expuse sunt următoarele:

– schimbările de pantă la paramente în vecinătatea coronamentului;

– modificările bruşte de rigiditate, în special la legătura plăcii amonte cu contrafortul şi în zona de contact cu fundaţia;

– zonele unde există concentrări de eforturi din încărcările permanente: goluri de galerii şi caverne, traversări de conducte forţate sau goliri de fund etc.

7.3.4. Baraje arcuite

Statisticile arată ca barajele arcuite pot fi considerate printre cele mai rezistente construcţii la acţiunea cutremurelor. Numeroase baraje arcuite au suportat de-a lungul timpului cutremure violente fără a suferi vreo avarie semnificativă.

Un caz particular îl reprezintă barajul Pacoima (SUA, $H = 113$ m) care a fost construit în perioada 1925-1929, cu scopul de a controla viiturile şi a conserva apa pe râul Pacoima din districtul Los Angeles. Tipurile de roci predominante în amplasament sunt gneise cuarţitice, diorite, granite cristaline gri. Barajul a fost solicitat în decursul timpului de două cutremure majore, San Fernando 9.02.1971 şi Northridge 17.01.1994, după fiecare cutremur fiind necesare lucrări de reparaţii şi consolidări [30], [31].

Cutremurul San Fernando din 9.02.1971, $M = 6{,}6$ a fost generat de falia cu acelaşi nume care este situată la 6,4 km Nord de baraj. Acceleraţiile maxime înregistrate în câmp liber în imediata vecinătate a barajului au fost de 1,25 g pe

orizontală şi 0,7 g pe verticală. Acceleraţiile maxime la nivelul rocii de bază au fost apreciate la 0,6...0,8 g. În timpul cutremurului nivelul în lac se situa cu circa 45 m sub cota coronamentului.

Avariile provocate de cutremurul din 1971 au fost următoarele (fig. 7.23):

– uşoară basculare spre amonte a barajului, cu deformarea arcului de coronament şi scurtarea corzii cu circa 1,2 cm;

– deschiderea (fisurarea) cu maximum 6...10 mm a rostului dintre baraj şi culee mal stâng pe o adâncime de 15 m măsurată de la coronament; producerea de fisuri în culee mal stâng;

– dizlocarea unei mase de rocă la malul stâng, lateral şi în aval de culee, care s-a prăbuşit circa 200 mm şi s-a deplasat pe orizontală cu circa 200...250 mm;

– producerea de fisuri în căptuşeala galeriei de descărcare de la malul stâng şi în versantul stâng al barajului.

De remarcat că malul drept al barajului nu a fost avariat. De asemenea, exceptând partea superioară a aripii mal stâng, fundaţia barajului şi structura lui nu au fost afectate de cutremur.

Lucrările de reparaţii efectuate dupa cutremur au constat din:

– acoperirea cu şpriţ beton a umărului stâng al barajului;
– rănguirea bucăţilor de rocă în pericol de desprindere de pe versantul stâng;
– repararea voalului de etanşare naşteri mal stâng;
– drenarea malului stâng printr-o reţea de suprafaţă;
– repararea crăpăturii dintre baraj-culee mal stâng şi a fisurilor din culee;
– repararea căptuşelii galeriei descărcătorului;
– construcţia unei goliri de fund de urgenţă;

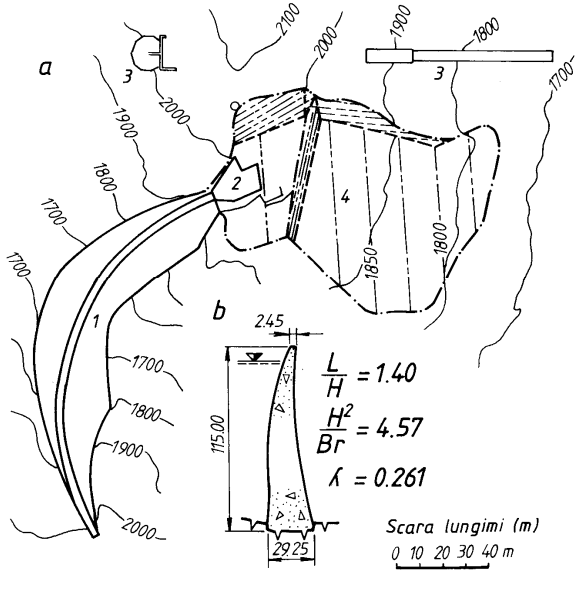


Fig. 7.23. Barajul Pacoima: *a* - plan de situaţie, *b* - secţiune centrală; *1* - corp baraj, *2* - culee mal stâng, *3* - descărcător de suprafaţă şi golire de fund, *4* - masă de rocă dizlocată la cutremurul din 1971 şi ulterior ancorată.

– stabilizarea masei de rocă dizlocate de la versantul stâng printr-un sistem de ancore post-tensionate (v. fig. 2.52, vol. I);

– consolidarea prin injecţii a fundaţiei şi naşterilor .

În 17.01.1994 barajul a fost din nou solicitat de un cutremur major, cutremurul Northridge de $M = 6{,}8$ cu adâncimea focarului de 17 km, generat de falia Frew. Epicentrul cutremurului s-a situat la circa 18 km S-V de baraj. Aparatura seismică instalată în amplasament a înregistrat următoarele acceleraţii maxime: la baza barajului pe rocă 0,5 g pe orizontală şi 0,4 g pe verticală; la naşteri 2,0 g pe orizontală şi 1,3 g pe verticală. Durata cutremurului de intensitate mare a fost de circa 10 secunde. Nivelul în lac a fost în timpul cutremurului cu circa 40 m sub cota coronamentului.

Avariile produse de cutremurul din 1994 au fost practic similare celor produse de cutremurul din 1971, dar la o scară mai mare.

Rostul de contracţie dintre baraj şi culee mal stâng s-a deschis (a crăpat) din nou, la nivelul coronamentului deschiderea atingând 50 mm. Fisura din rost s-a propagat diagonal pe faţa aval a culeei până la nivelul fundaţiei. De asemenea, s-au produs tasări diferenţiate între culee şi baraj.

În corpul barajului au apărut fisuri diagonale plecând de la rostul baraj-culee mal stâng, la nivelul unui rost orizontal dintre lamele situat la 15 m sub cota coronamentului.

Rosturile verticale de contracţie (în total 11) erau închise, dar feţele ploturilor adiacente prezentau uşoare deplasări relative pe verticală; rezultă că în timpul cutremurului rosturile au lucrat, având cicluri de deschideri-închideri şi uşoare alunecări relative.

Spriţbetonul de protecţie al platformei mal stâng a fost puternic fisurat şi dizlocat. Masa de rocă ancorată de la malul stâng a avut din nou deplasări care au ajuns pe unele direcţii la suprafaţă până la valori de 50...75 mm (din cauza acoperirii cu şpriţbeton a masei de rocă, nu s-a putut verifica dacă deplasările de la suprafaţă erau numai ale stratului de acoperire sau ele s-au produs şi în adâncime).

Bascularea şi deplasările remanente spre amonte ale barajului înregistrate în 1971 s-au accentuat în 1994 (fig. 7.24). În secţiunea centrală la coronament, deplasările radiale spre amonte au fost de 46 mm, iar deplasările tangenţiale spre malul stâng de 5 mm.

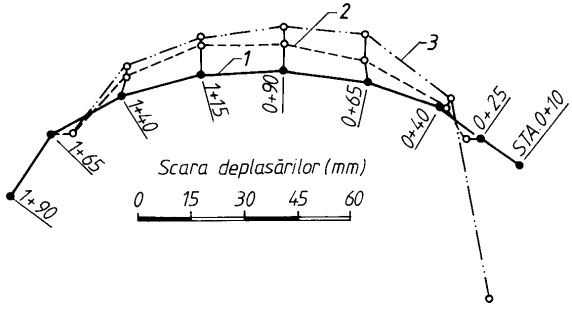


Fig. 7.24. Deplasări seismice remanente la coronamentul barajului Pacoima: *1* - linia de bază, *2* - linia deplasărilor după cutremurul din 1971, *3* - linia deplasărilor după cutremurul din 1994.

Descărcătorul de ape mari de la malul stâng a fost sever avariat: căptuşeala de beton armat de la capătul aval al canalului a fost complet distrusă, iar în galeria de descărcare pe o lungime de 6 m căptuşeala a fost sever avariată suferind şi deplasări remanente.

Drumul de acces la baraj a fost blocat prin căderile de blocuri de rocă de pe versanţi. Funicularul din vecinătatea barajului a fost serios avariat şi făcut inutilizabil.

Piezometrele de la malul stâng din aval de baraj au arătat o creştere bruscă de 3,9 m ca rezultat al cutremurului, în timp ce la malul drept variaţiile au fost de ± 3 m. Pierderile prin infiltraţii din lac au crescut după cutremur până la circa 70 ℓ/minut timp de o lună, revenind apoi treptat la cele înregistrate înainte de cutremur.

Reparaţiile efectuate după cutremur s-au încadrat în două categorii: reparaţii pentru siguranţa barajului (tip A) stabilite de autoritatea statului California şi lucrări suplimentare considerate necesare de către proprietar (tip B). Lucrările de tipul A au constat din: injectarea cu răşini epoxy a fisurilor din beton, umplerea prin injecţii cu suspensie necurgătoare a rostului deschis baraj-culee mal stâng, consolidarea masei de rocă de la naşteri mal stâng la nivelul dinainte de cutremur (refacerea şpriţbetonului cu fibre de oţel, refacere drenaj, injecţii de consolidare), reparaţii la descărcător. În categoria lucrărilor de tipul B s-au încadrat: refacerea acceselor, ancorări de siguranţă în roci şi acoperiri cu şpriţbeton, demontarea vechiului funicular şi construcţia a altor două în amplasamente mai sigure.

De remarcat că deşi în 1994 epicentrul cutremurului s-a situat la SV de baraj, la fel ca în 1971 malul drept a suferit considerabil mai puţine deteriorări decât malul stâng . Singurele avarii constatate în 1994 la malul drept au fost unele căderi de rocă din versantul de deasupra barajului şi întreruperea circulaţiei pe poteca de acces la baraj datorită blocării cu bucăţi de rocă.

Datele obţinute de la barajele arcuite solicitate de cutremure majore, dar şi prin studii pe modele realizate la ISMES-Bergamo de G. Oberti [32] au demonstrat că în timpul solicitării se produc deschideri-închideri repetate ale rosturilor de contracţie injectate, care pot întrerupe continuitatea structurii şi conduce la supraîncărcarea consolelor barajului. Consolele nu sunt dimensionate pentru a prelua asemenea supraîncărcări şi în consecinţă ele se pot rupe, de obicei prin forfecare la bază.

Avarii mult mai probabile se pot insă produce în versanţi, constând din căderi de blocuri de rocă, dizlocări şi alunecări, fisuri şi crăpături. În figura 7.25 se prezintă schematic căile principale de avarie din acţiunea seismică asupra barajelor arcuite.

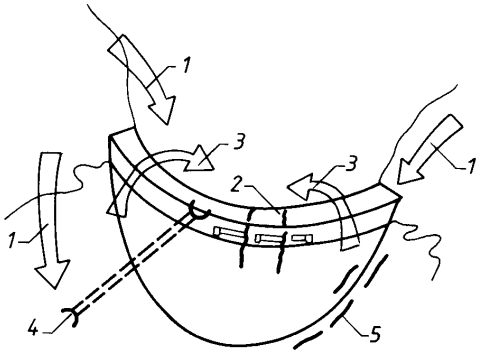


Fig. 7.25. Tipuri de avarii provocate de acţiunea seismică: *1* - dizlocări, alunecări de versanţi, *2* - deschideri de rosturi, fisuri în baraj, *3* - deversări, *4* - blocări de evacuatori, prize, *5* - fisuri în fundaţie.

7.4. Metode specifice de analiză seismică a barajelor de beton

7.4.1. Aspecte introductive şi reglementări

Răspunsul seismic se evaluează în eforturi totale, deoarece variaţiile presiunii apei din pori în materiale saturate cu apă de tipul betonului sau rocilor stâncoase, la modificări ale efortului total sunt relativ mici, aşa cum s-a prezentat la punctul 7.2.1.

Comportarea materialelor dintr-un sistem baraj de beton-teren de fundare este clar neliniară, dar rezistenţa lor la compresiune este mult mai mare decât nivelul eforturilor curente chiar pentru baraje mai zvelte, astfel încât eforturile limită de compresiune sunt rar atinse chiar în cazul celor mai intense cutremure. Rezistenţa la întindere a betonului sau rocilor, care poate fi cel mult 1/10 din rezistenţa la compresiune a materialului, este în mod invariabil limita care guvernează comportarea materialelor. Atunci când această limită este atinsă, în material se produc fisuri sau rupere fragilă (casantă). Pentru aceste motive în analizele seismice curente ale barajelor de beton se acceptă în general comportarea liniar elastică a materialelor.

În cazul barajelor arcuite răspunsul seismic la cutremure de intensitate mare este puternic influenţat de închiderea-deschiderea rosturilor provizorii de contracţie injectate, prin transferul de încărcări între arce şi console. Metode de calcul al răspunsului seismic al barajelor arcuite incluzând efectele neliniare ale deschiderii rosturilor de contracţie au fost dezvoltate în ultima perioadă [33].

Viteza de aplicare a încărcării în beton influenţează sensibil rezistenţa maximă a betonului, aceasta fiind mult mai mare la încărcări dinamice comparativ cu cele statice, cel puţin în condiţii de laborator. Totuşi, aplicarea generală a criteriului de creştere a rezistenţei betonului (la întindere) în calculul seismic al barajelor de beton este discutabil, datorită fisurilor incipiente care există în majoritatea barajelor datorită încărcărilor statice sau termice.

În general, cutremurele de intensitate mare au provocat fisuri în barajele de beton. Cel mai cunoscut exemplu de acest tip este avaria barajului de greutate Koyna din India la cutremurul din 11 Decembrie 1967. Totodată, la acest baraj acţiunea cutremurului a provocat unele deplasări relative între blocuri. Deşi acţiunea cutremurelor a produs uneori fisuri extinse în barajele de beton, nici un caz de baraj de beton care a cedat în urma acţiunii cutremurelor nu este cunoscut până în prezent.

Cele mai obişnuite moduri de rupere pentru un baraj de greutate pot fi prin răsturnare sau alunecare-strivire (fig. 7.26). Cel de al doilea mod pare a fi mai periculos. Concentrările de eforturi în zona vecină coronamentului în secvenţa

deschiderii fisurii la una din feţe poate cauza striviri locale la faţa opusă. Asemenea striviri locale pot conduce la instabilităţi ca urmare a comportării fragile a betonului, cea mai mare parte din rezistenţa lui fiind pierdută brusc.

Cedarea prin alunecare a fundaţiei barajului sau a versanţilor adiacenţi barajului şi lacului de acumulare trebuie analizată în toate cazurile. Alunecările pot să se producă de-a lungul unor linii de fractură (falii, diaclaze, fisuri) existente în masivul de rocă. Metoda blocurilor rigide elaborată de Londe poate fi aplicată pentru astfel de analize (v. capitolul 4).

Analiza liniară completă a barajelor de beton şi a fundaţiei lor poate fi efectuată după procedeele standard care au fost prezentate în capitolul 3 cu completările făcute în paragraful 7.2 din acest capitol. Caracteristica specială principală a acestei analize este interacţiunea structură-lichid care dupa cum s-a prezentat poate fi introdusă în diverse modele. Cel mai frecvent se acceptă ipoteza lichidului incompresibil şi cuplarea structură-lichid se face prin introducerea matricei maselor adiţionale care este independentă de frecvenţă. În acest mod se obţine o descreştere a frecvenţelor naturale ale sistemului care desigur corespunde cu măsurătorile din natură. Totuşi, vârfurile de răspuns ale oscilaţiilor apei nu pot fi puse în evidenţă.

În analiza liniară nu pot fi evaluate efectele fisurilor care se produc chiar la niveluri scăzute ale eforturilor şi amortizările considerabile produse de sedimentele de pe fundul lacurilor. Totuşi analiza liniară cuplată cu procedeul maselor adiţionale este probabil suficientă pentru a calcula răspunsul seismic al structurilor de importanţă medie.

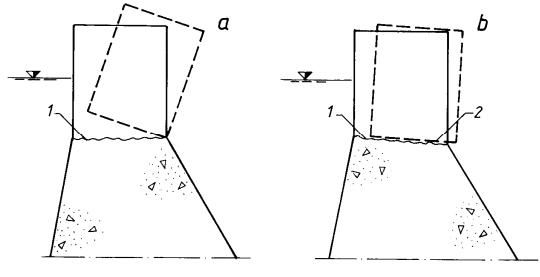


Fig. 7.26. Mecanisme posibile de rupere a barajelor de greutate la acţiunea cutremurelor: *a* - răsturnare, *b* - strivire-alunecare; *1* - fisură cu infiltraţie de apă, *2* - zonă strivită.

Analiza neliniară este justificată în cazul acţiunii unor cutremure de intensitate mare şi ea are scopul principal de a evalua cât mai exact posibil tipul şi extinderea avariilor pe care structura le-ar putea suferi. Asemenea analize necesită introducerea unor modele de comportare a materialelor care să corespundă cel puţin aproximativ comportării reale. Deşi această modelare este în general calitativă, dacă datele de intrare reprezintă corect caracteristicile din natură, rezultatele furnizate pot fi foarte valoroase. Analizele neliniare se efectuează prin integrări numerice pas cu pas în timp a ecuaţiilor de echilibru dinamic, respectând biografia încărcărilor statice şi dinamice, care condiţionează răspunsul final. Interacţiunea cu lichidul poate fi considerată rezolvând simultan pas cu pas în timp ecuaţiile de echilibru dinamic şi ecuaţiile undelor de presiune în lichid [1].

Diverse reglementări şi recomandări interne sau internaţionale între care se citează Buletinele ICOLD nr. 52, 109 [4], [34], privind analiza seismică a barajelor de beton inclusiv a lucrărilor auxiliare au apărut de-a lungul timpului. În România această problemă este reglementată prin normativul departamental PE 729-89 [5]. Conform acestor reglementări, dimensionarea barajelor de beton la acţiunea seis–mică se face prin metoda analizei modale. Răspunsul seismic se determină prin sumarea probabilistică a răspunsurilor din modurile proprii ale structurilor, funcţie de spectrele seismice de răspuns corespunzătoare amplasamentului. Verificarea barajelor de clase de importanţă I şi II se face şi prin metode din dinamica structurilor de evaluare în timp a stării de deformaţii şi eforturi. Interacţiunea cu lacul se consideră pe baza principiului maselor adiţionale [3].

7.4.2. Modele constitutive pentru materiale

În analiza liniar elastică singurele date de intrare asupra caracteristicilor materialelor sunt modulul de compresibilitate (elasticitate) şi coeficientul Poisson. Valorile lor sunt bine cunoscute prin reglementări specifice mai ales pentru încărcări statice.

Comportarea betonului din corpul barajelor, la încărcări dinamice este însă diferită de comportarea la încărcări statice, datorită naturii sale vâsco-elasto-plastice.

În figurile 7.27, 7.28 se prezintă unele rezultate ale experimentelor la compresiune axială şi respectiv întindere axială efectuate de Hatano et al., pe carote de beton [35], [36]. Rezultatele pun în evidenţă că rata vitezei de încărcare şi numărul de cicli de încărcări-descărcări (încercare la oboseală) sunt factorii cei mai importanţi care condiţionează rezistenţa betonului. Modulul de elasticitate al betonului E_b şi rezistenţa lui la rupere σ_r cresc considerabil atunci când rata (viteza) de încărcare creşte. Alungirea la rupere ε_r rămâne practic constantă, independentă de rata încărcării.

În baza acestor încercări s-au stabilit următoarele relaţii valabile pentru intervalele de timp de încărcare (t_r), $0{,}03 < t_r < 8000$ secunde:

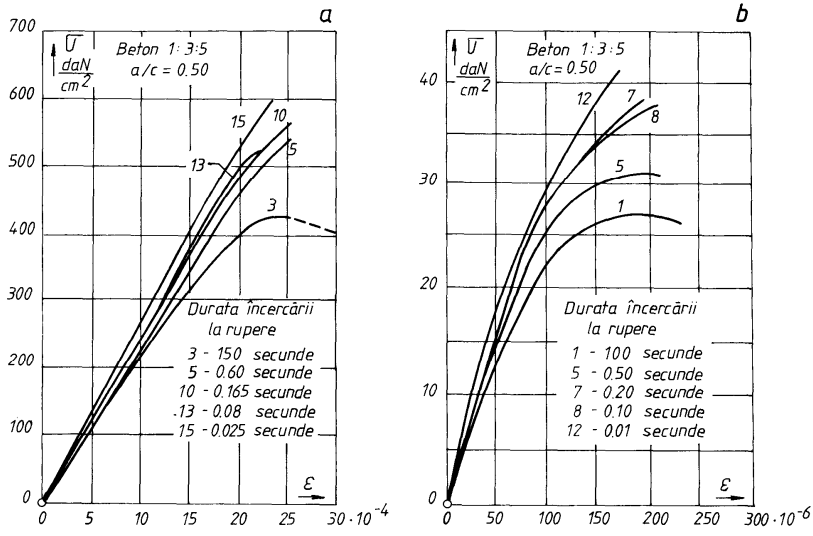


Fig. 7.27. Rezultate ale unor teste de încercări dinamice pe carote de beton 1:3:5: *a* - compresiune axială, *b* - întindere axială (t_r - timpul de rupere a carotei).

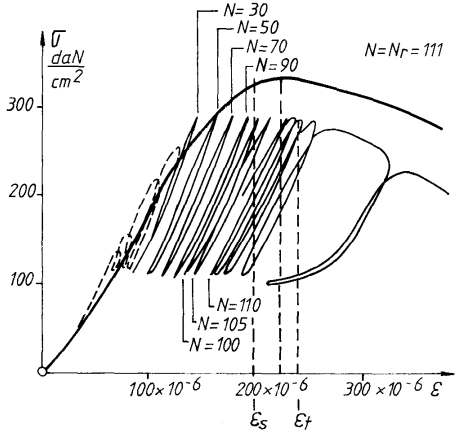


Fig. 7.28. Rezultate ale unor teste pe carote de beton 1:3:5 privind comportarea la încărcări ciclice (teste de oboseală) (*N* – numărul de cicli de încărcare, *Nr* - numărul de cicli de rupere, ε_s - deformaţia de rupere în testul de compresiune statică, ε_t - deformaţia de rupere în testul de oboseală).

$$\frac{1}{\sigma_r} = A + B \log t_r$$
$$\frac{1}{E_b} = C + D \log t_r \qquad (7.125)$$
$$\varepsilon_r = M$$

unde *A*, *B*, *C*, *D*, *M* sunt constante obţinute la încercări statice standard pentru $t_r = 100$ secunde şi diferite tipuri de betoane. În general au rezultat creşteri ale rezistenţei la rupere σ_r de circa 38% şi creşteri ale modulului de elasticitate dinamic E_b de circa 33%, comparativ cu valorile statice ale acestor mărimi.

În figura 7.29, după Wieland [37] se reprezintă variaţia modulului de elasticitate dinamic al betonului (E_d) în funcţie de rezistenţa lui la compresiune (R_b). Se constată că în anumite condiţii modulul de elasticitate dinamic (E_d) poate ajunge până la de două ori mai mare decât modulul de elasticitate static (E_s). Raportul E_d / E_s scade cu cât rezistenţa betonului este mai mare [37].

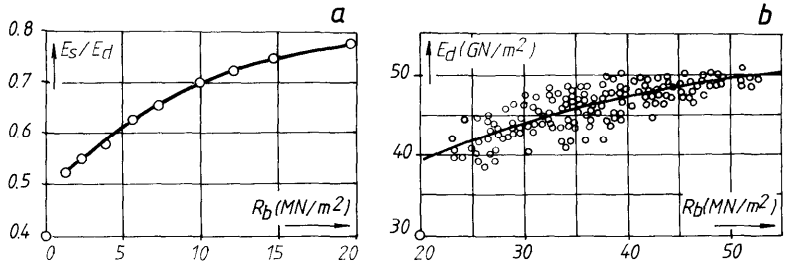


Fig. 7.29. Variaţia modulului de elasticitate dinamic în funcţie de rezistenţa la compresiune a betonului: *a* - epruvete cilindrice solicitate dinamic longitudinal, *b* - epruvete cilindrice solicitate dinamic transversal [37].

În Statele Unite, conform reglementărilor Bureau of Reclamation, în calculul dinamic al barajelor de beton, în cazul absenţei oricăror altor teste, se recomandă valoarea $E_d = 35200$ MPa.

Clough et al. [29] arată că modulul de elasticitate al betonului, în mod obişnuit este măsurat în teste de rezistenţă la compresiune, proba fiind încărcată până la rupere în circa 2...3 minute, iar mărimea modulului obţinut printr-un test de acest tip corespunde unei încărcări pe durată scurtă. Totuşi, betonul prezintă curgeri considerabile pentru încărcări prelungite şi modulul corespunzând unor încărcări pe durată scurtă nu este corespunzător pentru evaluarea deformaţiilor unui baraj de beton la încărcările din greutatea proprie, presiunea hidrostatică sau variaţiile termice. Efectele curgerii rezultate din aceste încărcări pot fi considerate folosind un modul de elasticitate redus în calculul deplasărilor; uzual, modulul rezultat de la încărcarea pe durată scurtă este redus cu 25...30% în cazul încărcărilor prelungite.

În timpul acţiunii seismice rata încărcării este mult mai mare decât cea corespunzând testului la încărcarea pe durată scurtă. Deformaţiile pulsatorii într-un baraj de beton solicitat seismic se situează în mod obişnuit în domeniul de frecvenţe 5...25 Hz. Testele realizate la viteze de încărcare atât de mari au demonstrat că modulul dinamic corespondent de elasticitate în aceste cazuri este cu circa 25% mai mare decât cel obţinut în testele la încărcarea pe durată scurtă.

Rezistenţa la întindere a betonului este un factor mult mai important în evaluarea siguranţei unui baraj la acţiunea seismică în comparaţie cu încărcările statice. Un baraj care este bine proiectat va prelua încărcările de proiectare statice prin compresiuni sau cel mult prin mici eforturi de întindere. În timpul răspunsului seismic însă eforturile dinamice de întindere sunt egale în magnitudine cu cele de compresiune. În urma combinării eforturilor dinamice pulsatorii cu eforturile

statice iniţiale existente la începutul cutremurului, pot rezulta zone din corpul barajului în care eforturile de întindere sunt mari. Testele efectuate la rate ridicate de încărcare, tipice răspunsului seismic, au relevat că rezistenţele la întindere cresc cu circa 50% comparativ cu cele rezultate în testele la încărcări statice. Astfel, luând în considerare că rezistenţa la întindere din încărcările statice este uzual egală cu 10% din rezistenţa la compresiune din încărcările statice, rezistenţa la întindere din încărcările seismice poate fi considerată a fi 15% din rezistenţa la compresiune standard.

Unii autori au sugerat considerarea unui aspect suplimentar pentru specificarea rezistenţei la întindere în analizele dinamice liniar elastice prin metoda elementelor finite. Panta curbei deformaţii-eforturi se reduce mult când deformaţiile ajung în zona ruperii. De aceea, în interpretarea rezultatelor analizelor liniare în elemente finite, se recomandă considerarea rezistenţei la întindere aparentă, care corespunde efortului de întindere liniar când s-a produs deformaţia reală de rupere la întindere şi care să înlocuiască rezistenţa la întindere măsurată (fig. 7.30). În condiţiile unei rate de încărcare rapide, tipice răspunsului seismic, rezistenţa la întindere aparentă este cu circa 25% mai mare decât valoarea măsurată, aceasta corespunzând unei capacităţi de rezistenţă dinamică la întindere de circa 20% din rezistenţa la compresiune standard. Totuşi, având în vedere că în corpul barajului există şi zone mai slabe, cum sunt de exemplu rosturile de lucru se recomandă prudenţă în aplicarea acestei recomandări.

În final, trebuie remarcat că vârfuri excesive de eforturi seismice la întindere apar în general în zone foarte limitate din corpul barajului şi pe durate foarte scurte de timp (fracţiuni de secundă). În aceste zone se vor produce probabil fisuri, dar atât timp cât ele sunt limitate şi locale, siguranţa barajului nu poate fi pusă în discuţie [29]. În ceea ce priveşte coeficientul Poisson, μ, acesta variază pentru betoanele structurale în domeniul 0,11...0,21, pentru încercări statice de compresiune. În condiţiile de solicitare dinamică, testele conduc la valori mai ridicate ale coeficientului Poisson, având media de circa 0,24. În analiza dinamică a barajelor de greutate, conform reglementărilor Bureau of Reclamation, ar trebui considerat $\mu = 0{,}20$.

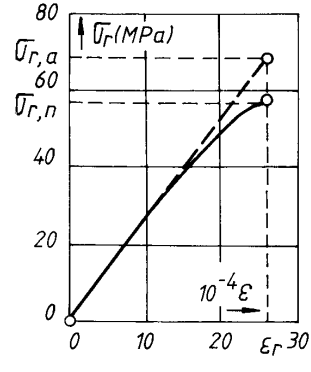


Fig. 7.30. Evaluarea rezistenţei aparente la rupere $(\sigma_{r,a})$ şi a rezistenţei măsurate la rupere $(\sigma_{r,m})$.

Cea mai importantă caracteristică a betonului sau a rocilor stâncoase din fundaţie care necesită o modelare atentă este incapacitatea lor de a rezista la solicitări mari de întindere. În această direcţie modelarea producerii şi propagării fisurilor este esenţială. În analiza numerică există trei alternative de modelare a acestui fenomen (fig. 7.31) [4]:

– se face ipoteza că fisurile sunt distribuite în câmpul elementelor şi efectele lor (modul de elasticitate la întindere nul pe direcţia normalei la fisură) sunt considerate în proprietăţile elementelor;

– se face separarea fizică a elementelor unde există condiţii de fisurare (fisuri discrete sau fisuri pe interfaţa dintre elemente);

– se introduc concepte din mecanica fracturilor şi se studiază în detaliu criteriile de propagare.

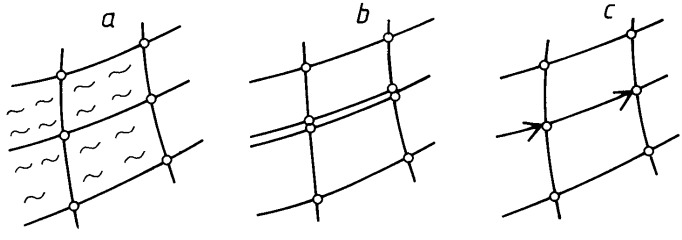


Fig. 7.31. Alternative de modelare a fisurilor: *a* - fisurare distribuită, *b* - fisură pe interfaţa dintre elemente, *c* - conform mecanicii fracturilor pe bază de factor de intensitate de efort.

Prima alternativă are avantajul de a fi cea mai simplă din punct de vedere al calculului. Ea a fost aplicată încă din 1968 prin modele de materiale care nu pot prelua întinderi pe o anumită direcţie ("no tension" material) sau materiale cu rezistenţă limitată la întindere.

Ea probabil reprezintă fizica fracturii într-o manieră mai consecventă cu natura discontinuă a matricii constitutive decât conceptele din mecanica fracturilor bazate pe consideraţii de mediu continuu. Totuşi, conceptele din mecanica fracturilor au avut în ultimele decenii perfecţionări remarcabile. În domeniul încărcărilor aplicate lent şi al încărcărilor de impuls, evoluţia fisurilor în beton pare să fie satisfăcător prognozată prin modele liniar elastice de mecanica fracturilor. În domeniul intermediar, de la încărcările statice pe durată scurtă până la încărcările seismice care provoacă viteze mari de deformaţii de răspuns, modelele neliniare de mecanica fracturilor considerând reducerea rezistenţei la deformaţii (strain softening) în zona fracturată apar a fi cele mai performante [38].

Un model de fisură fără frecare, bazat pe principiile din mecanica fracturilor neliniare, capabil să simuleze apariţia şi propagarea fisurilor induse de cutremure în baraje de beton este prezentat pe scurt în continuare [39]. Modelul se bazează pe criteriul energetic în iniţierea reducerii rezistenţei la deformaţii, conservarea energiei fracturii pe durata procesului de fisurare, închiderea şi deschiderea fisurilor pe durata acţiunii seismice, deformaţiile de forfecare în zona procesului de fractură şi rotirile ulterioare ale planurilor fisurii. Parametrii de bază

ai modelului sunt energia fracturii G_f, rezistenţa la întindere σ_t şi legea de reducere a rezistenţei la deformaţii, aşa cum rezultă din figura 7.32.

După iniţierea procesului de reducere a rezistenţei la deformaţii, o lege de reducere a întinderilor, liniar dependentă de dimensiunile elementului este adoptată pentru descrierea procesului de fracturare. O bandă de microfisuri fără frecare se presupun că apar pe direcţia perpendiculară la deformaţiile principale de întindere. Sistemul de referinţă local în material este aliniat cu direcţiile deformaţiilor principale. Matricea constitutivă a materialului [*D*] pentru proble–mele de stare plană de efort are aspectul:

$$[D]=\frac{E}{1-\eta\nu^2}\begin{bmatrix}\eta & \eta\nu & 0\\ \eta\nu & 1 & 0\\ 0 & 0 & \mu\dfrac{1-\eta\nu^2}{2(1+\nu)}\end{bmatrix}, \qquad (7.126)$$

unde parametrul de grad de avarie $\eta = E_n / E$ variază între 0 şi 1, E_n fiind modulul secant redus pe direcţia normală la planul fracturii, iar *E* modulul elastic izotropic iniţial; ν este coeficientul Poisson, iar μ factorul de rezistenţă la forfecare, definit cu relaţia:

$$\mu=\frac{1+\nu}{1-\eta\nu^2}\left(\frac{\eta\varepsilon_n-\varepsilon_s}{\varepsilon_n-\varepsilon_s}-\eta\nu\right), \qquad 0\le\mu\le 1. \qquad (7.127)$$

În relaţia (7.127) ε_n şi ε_s sunt componentele deformaţiilor normale pe direcţiile perpendiculară, respectiv paralelă cu planul de fractură.

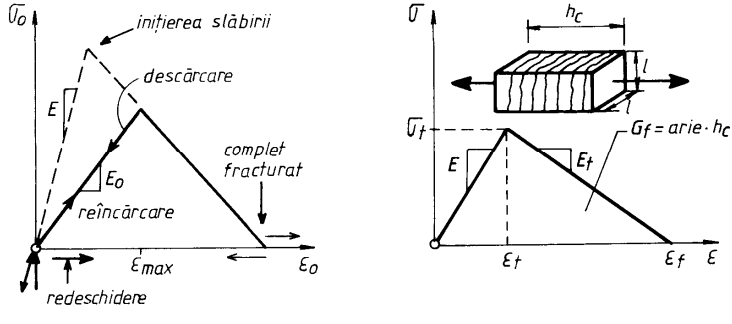


Fig. 7.32. Model constitutiv pentru beton: *a* - răspuns în deformaţii-eforturi a betonului solicitat la întindere, *b* - reglarea ariei medii a răspunsului în deformaţii-eforturi pentru conservarea energiei fracturii.

Tinawi et al. [40] aplică modelul descris mai înainte pentru simularea numerică a fenomenului de fisurare de natură seismică rezultat în experimentele pe

o platformă vibrantă ale unor modele structurale de baraje de greutate. Corespondenţa între rezultatele obţinute prin simularea numerică cu cele din experimente a fost deosebit de bună [40].

7.4.3. Calibrarea modelelor matematice

Obţinerea unor rezultate credibile în analiza seismică, inclusiv în cazul aplicării unor modele matematice performante este direct dependentă de nivelul de încredere în datele de intrare privind caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor şi ale acţiunii seismice. Monitorizarea permanentă a comportării barajelor prin echipamentele de măsură instalate în corpul şi fundaţia lor şi experimentele în situ sunt sursele principale de obţinere a datelor de intrare necesare în analiza seismică. Insuficienţa frecventă a acestor date impune utilizarea unor date din literatură care pot prezenta riscul de a nu corespunde condiţiilor locale din amplasament. Alteori se preferă analize parametrice pentru a avea o imagine mai largă asupra comportării barajului, mai ales atunci când datele disponibile nu permit o calibrare satisfăcătoare a modelului matematic.

Investigaţiile geofizice, fiind rapide şi ieftine, sunt în general preferate pentru obţinerea caracteristicilor mecanice dinamice ale corpului barajelor sau ale terenurilor de fundare. O exemplificare asupra modului de desfăşurare în timp a unor asemenea investigaţii se prezintă în continuare pentru barajul Vidraru (v. fig. 4.24, vol. 1). Investigatiile au fost efectuate prin metoda refracţiei în diferite zone accesibile din amplasamentul barajului ca: amândouă malurile barajului la nivelul coronamentului, paramentul aval la cele patru niveluri corespunzătoare pasarelelor existente, piciorul aval al barajului, pereţii amonte şi aval ai celor nouă galerii orizontale de vizitare care traversează corpul barajului. În tabelul 7.6 sunt ilustrate unele rezultate din aceste măsurători [41].

Tabelul 7.6

	V_p [m/s]	V_s [m/s]	E_d [Mpa]	G_d [Mpa]	μ_d
Mal stâng	3900	1950	25700	9520	0,33
Mal drept	4325	2275	33700	12900	0,31
Albie râu	4800	2750	47600	18900	0,26
Corp baraj	4890	2820	49800	19920	0,25

(V_p - viteza undelor primare, V_s - viteza undelor secundare, E_d - modul de elasticitate dinamic, G_d - modul de forfecare dinamic, μ - coeficient dinamic Poisson).

Teste de măsurători de vibraţii de răspuns al barajului au fost efectuate periodic atât în timpul construcţiei lui (1961...1965), cât şi al exploatării pentru cazurile lacului gol, respectiv plin. Vibraţiile de excitaţie au fost generate prin mici explozii în serie efectuate în vecinătatea barajului sau prin traficul greu de pe coronament. De asemenea, pe durata cutremurelor de intensitate moderată generate de focarul Vrancea în 1986 ($M = 6{,}8$) şi 1990 ($M = 6{,}5$), înregistrările de la

staţiile seismice instalate pe coronamentul barajului şi în vecinătatea lui, au furnizat date importante asupra caracteristicilor dinamice ale barajului. Pe baza acestor înregistrări s-au putut identifica modurile proprii joase (frecvenţe+forme proprii) şi ratele lor de amortizare.

Măsurătorile au pus în evidenţă creşterea în timp a rigidităţii globale a barajului, mai ales în primii ani după punerea în operă a betoanelor şi în special după injectarea rosturilor. Rata de amortizare (fracţiunile din amortizarea critică) în toate cazurile s-a situat la valori de 0,005...0,022, valorile mici comparativ cu datele din literatură fiind justificate prin nivelul foarte scăzut de intensitate a surselor de excitaţie.

În calcule, caracteristicile fizico-mecanice dinamice determinate prin măsurători trebuie utilizate prin valori globale, care reprezintă medieri ale caracteristicilor intrinseci ale materialelor şi ale celor de rigiditate structurală şi de interacţiune (rosturi, discontinuităţi etc.) [42], [43]. Un mod de a calibra modelele matematice pentru analize dinamice se bazează pe obţinerea coincidenţei între valorile perioadelor naturale calculate şi cele corespondente măsurate. În cazul barajului Vidraru, unele rezultate comparative în acest mod de calibrare sunt ilustrate în tabelul 7.7.

Tabelul 7.7

Perioade proprii:			**Valori calculate [s]**		**Perioade proprii:** Valori rezultate din înregistrări [s]		
E_d [MPa]	**26500**		**37000**				
Ipoteze asupra lacului	**Gol**	**Plin Nivel 831 mdM**	**Gol**	**Plin Nivel 831 mdM**	**1964...1966 Gol**	**1986 Nivel 775 mdM**	**1995 Nivel 795,3 mdM**
T_1	0,4537	0,6042	0,2940	0,5128	0,42	0,52	0,55
T_2	0,3673	0,5504	0,2800	0,3100	0,37	0,46	0,48
T_3	0,2635	0,3446	-	-		0,36	0,38
T_4	0,2253	0,3029	-	-		0,28	0,32
T_5	0,2229	0,2707	-	-		0,18	0,18

Pe baza interpretării datelor din tabelul 7.7, în analiza seismică a barajului Vidraru s-a stabilit valoarea modulului de elasticitate dinamic E_d = 29000 MPa. Considerând că raportul între modulii de elasticitate dinamic (E_d) şi static (E_S) la compresiune este de circa 1,25...1,35, în analiza statică a barajului s-a utilizat valoarea E_S = 22500 MPa.

Alte date privind calibrarea modelelor matematice de analiză seismică pe baza măsurătorilor geofizice din amplasament sunt prezentate în lucrările [44], [45]. În figurile 7.33 şi 7.34 se prezintă o prelucrare a unei înregistrări de tahograme de răspuns şi respectiv o comparaţie între un mod propriu măsurat şi calculat de la barajul Tarniţa (H = 97 m, v. fig. 4.156). Acesta este cel mai zvelt baraj arcuit, aflat în exploatare în România. În exploatarea lui au apărut vibraţii induse de circulaţia apei prin cele două conducte forţate amplasate în corpul

barajului, către centrala hidroelectrică de la piciorul aval al barajului. De asemenea după douăzeci de ani de exploatare au apărut mai multe fisuri înclinate la 45° în zona naşterilor aval. Aceste evenimente au impus o analiză cuprinzătoare pe modele matematice bine calibrate a stării de siguranţă a barajului.

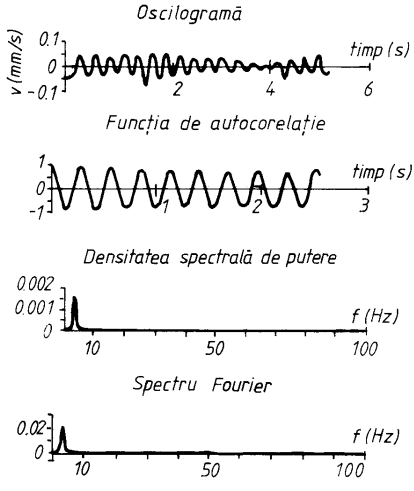


Fig. 7.33. Barajul Tarniţa - Înregistrări şi prelucrări ale înregistrărilor de vibraţii la blocul 14.

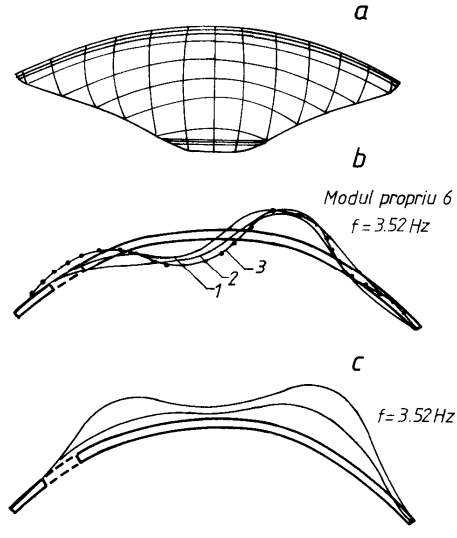


Fig. 7.34. Barajul Tarniţa: *a* - vedere din aval a discretizării în elemente finite, *b* - mod propriu calculat (1, 2, 3 formă proprie pentru valori diferite a E_d), *c* - măsurători de vibraţii în amplasament - 1996, şoc central.

7.4.4. Interacţiunea baraj-lac

Aspecte generale privind interacţiunea baraj-lac au fost deja prezentate în paragraful 3.4 (volumul 1) şi la punctul 7.2.5 din cadrul prezentului capitol. Aici se vor prezenta suplimentar unele aspecte aplicative în domeniul barajelor de beton.

În anul 1976, A. Popovici [1] a elaborat o metodă generală de analiză a interacţiunii baraj-lac bazată pe rezolvarea cuplată numerică pas cu pas în timp a ecuaţiilor generale de mişcare a subsistemului baraj şi a ecuaţiilor undelor care caracterizează comportarea subsistemului lac.

Ecuaţiile de mişcare a barajului în forma lor cea mai generală, în care se neglijează termenul datorat interacţiunii cu fundaţia au forma:

$$[M]\{\ddot{u}\}+[C]\{\dot{u}\}+[K]\{u\}=-[M]\{r\}\ddot{\tilde{u}}\ (t)+\{R_l\,(t)\}, \qquad (7.129)$$

unde $\{R_l\,(t)\}$ reprezintă vectorul forţelor nodale hidrodinamice care are numărul de linii egal cu numărul gradelor de libertate al subsistemului baraj dar componente

nenule numai în gradele de libertate asociate nodurilor de legătură între subsistemul baraj şi subsistemul lac (v. şi relaţiile (3.175) şi (7.108)).

Ecuaţiile undelor de presiune *p*, în ipoteza fluidului ideal (fără vâscozitate), pentru mişcări rapide şi de amplitudini mici (termenii acceleraţiilor convective se neglijează) scrise într-un sistem cartezian tridimensional au forma:

$$\left\{\nabla^2 p\right\}=\left\{\frac{\partial^2 p}{\partial x^2}\right\}+\left\{\frac{\partial^2 p}{\partial y^2}\right\}+\left\{\frac{\partial^2 p}{\partial z^2}\right\}=\frac{1}{s^2}\left\{\frac{\partial^2 p}{\partial t^2}\right\} \tag{7.130}$$

unde *s* este viteza sunetului în lichid $s=\sqrt{\frac{K_f}{\rho_f}}$ (K_f - modulul de compresibilitate al fluidului, ρ_f - densitatea fluidului).

Condiţiile de graniţă şi iniţiale pentru ecuaţiile undelor sunt cele standard, care au fost prezentate la punctul 7.2.5. Ecuaţiile undelor s-au scris într-o reţea de diferenţe finite, aşa cum se prezintă în figura 7.35.

În vederea rezolvării cuplate pas cu pas în timp a sistemelor de ecuaţii (7.129) şi (7.130), au mai fost introduse relaţiile din mecanică între deplasări, viteze şi acceleraţii (7.131) şi relaţiile de calcul al forţelor nodale hidrodinamice din presiunile hidrodinamice corespondente (7.132).

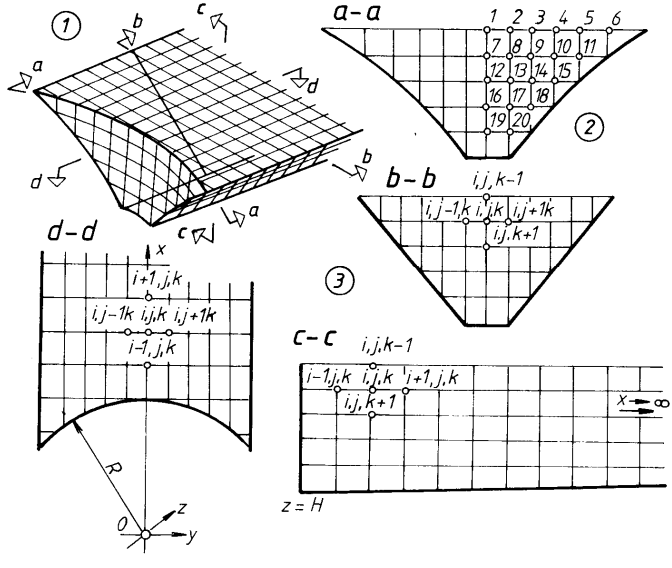


Fig. 7.35. Reţea de discretizare în diferenţe finite pentru sistemul baraj-lac: *1* - reţea tridimensională generală, *2* - reţea pentru scrierea ecuaţiilor de mişcare, *3* - secţiuni prin reţeaua de scriere a ecuaţiilor undelor.

$$\{\dot{u}\}_{t+\Delta t} = f\left(\{\dot{u}\}_t \{\ddot{u}\}_t \{\ddot{u}\}_{t+\Delta t}\right)$$

$$\{u\}_{t+\Delta t} = f\left(\{u\}_t \{\dot{u}\}_t \{\ddot{u}\}_t \{\ddot{u}\}_{t+\Delta t}\right) \tag{7.131}$$

$$\{R_l\}_{t+\Delta t} = [S_i]\{p\}_{t+\Delta t} \tag{7.132}$$

unde $[S_i]$ este matricea diagonală a suprafeţelor asociate presiunilor hidrodi–namice nodale, iar Δt pasul de timp de calcul considerat.

Relaţiile (7.129), (7.130) scrise la momentul $t + \Delta t$ într-o formă discretă convenabilă integrării pas cu pas au forma:

$$\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t} = f\left(\{\dot{u}\}_t, \{u\}_t, \{\ddot{u}\}_t \{R_l\}_{t+\Delta t}, \tilde{\ddot{u}}_{t+\Delta t}\right) \tag{7.133}$$

$$\{p\}_{t+\Delta t} = f\left(\{p\}_{t-\Delta t} \{p\}_t \{\ddot{u} + \tilde{\ddot{u}}\}_{t+\Delta t}\right) \tag{7.134}$$

Dacă se notează cu *n,* numărul gradelor de libertate ale subsistemului baraj, atunci la momentul $t + \Delta t$ pentru subsistem se dispun de 3 *n* ecuaţii pentru 4 *n* necunoscute $\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t} \{R_l\}_{t+\Delta t} \{\dot{u}\}_{t+\Delta t} \{u\}_{t+\Delta t}$. Rezolvarea se face iterativ într-un pas de calcul propunând în primul subpas o soluţie pentru $\{R_l\}_{t+\Delta t}$ care se verifică în subsistemul lac (7.134) şi se corectează în subpasul următor. Calculele practice au demonstrat că soluţiile sunt rapid convergente. O schemă bloc a procesului iterativ de calcul este prezentată în figura 7.36.

Metoda a fost aplicată pentru a se studia influenţa compresibilităţii apei, a geometriei sistemului baraj-lac (forma barajului, deschiderea văii, înclinarea versanţilor) asupra răspunsului seismic [1]. În figura 7.37 se prezintă valorile coeficientului C_s în funcţie de forma barajului şi deschiderea văii pentru un cutremur orizontal amonte-aval. Coeficientul C_s determină în ipoteza apei incompresibile valorile maselor adiţionale hidrodinamice specifice $[m_h]$, conform relaţiei:

$$[m_h] = [C_s \rho H]. \tag{7.135}$$

Datele din figura 7.37 relevă efectele importante ale arcuirii paramentului asupra valorilor coeficientului C_S în special în vecinătatea naşterilor. În cazul unor văi de diverse deschideri, în care s-au înscris paramente cilindrice cu aceiaşi deschidere unghiulară la coronament, valorile lui C_S au în zona centrală tendinţe de creşteri asimptotice proporţionale cu deschiderea văii.

Numeroase studii prin metode numerice, analitice sau semianalitice dedicate interacţiunii seismice baraj-lac au fost efectuate în ultimele decenii [46],

[47], [48], [21]. Deşi soluţiile furnizate de metodele numerice sunt aproximative, ele răspund pe deplin necesităţilor inginereşti, prezentând avantajele simplităţii şi aplicabilităţii în orice problemă practică.

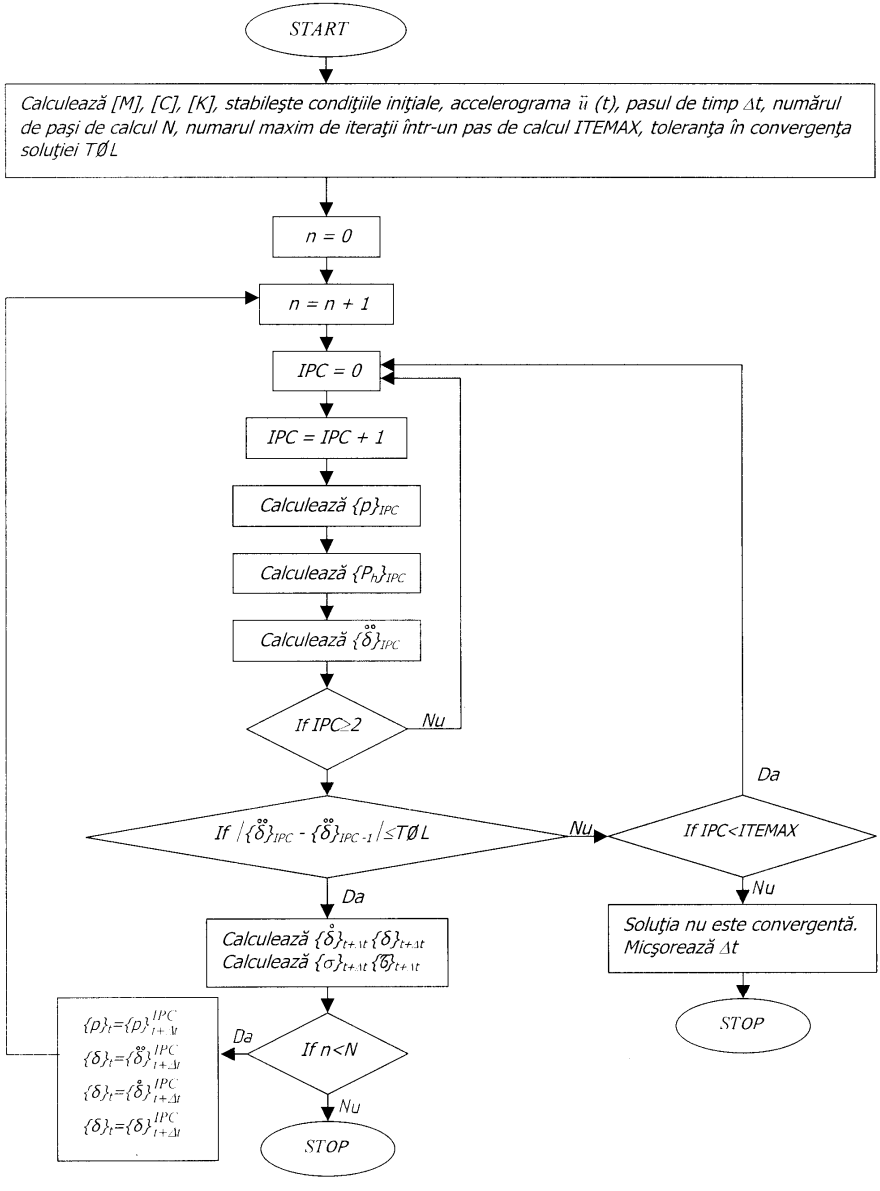


Fig. 7.36. Schemă bloc a programului de calcul al înteracţiunii seismice baraj-lac [1].

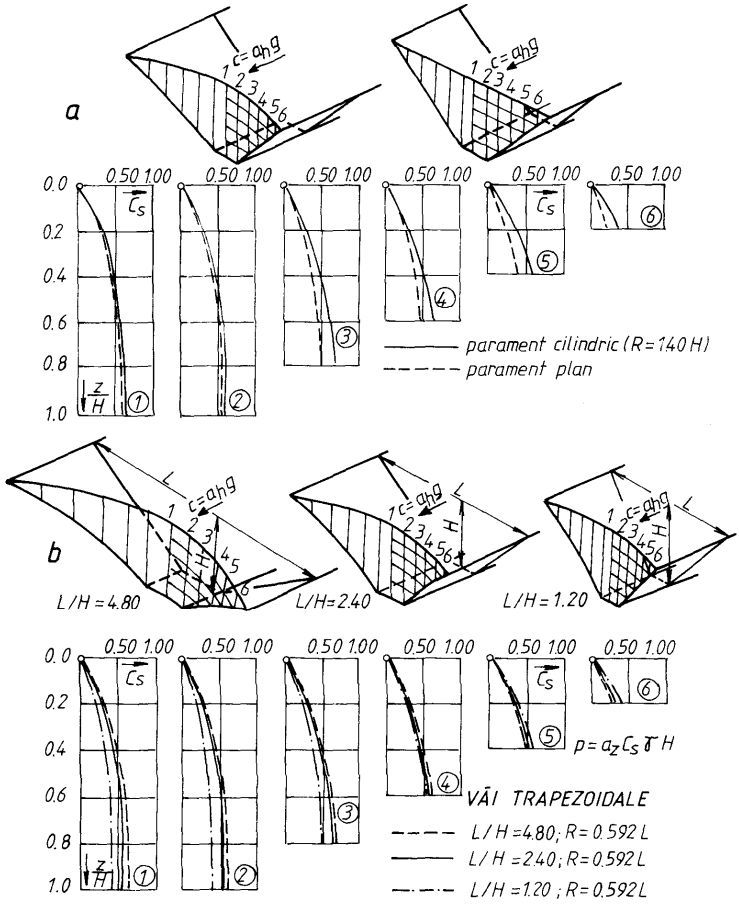


Fig. 7.37. Diagrame comparative cu valorile coeficientului C_s funcţie de: *a* - forma paramentului amonte, *b* - deschiderea văii.

În figura 7.38 se prezintă un model tridimensional complet în elemente finite, aplicabil în probleme de interacţiune baraj-lac-fundaţie [21]. Apa din lac a fost considerată ca un solid degenerat, cu modulul de deformaţie tangenţială egal cu zero; modulul de compresibilitate al apei a fost 2000 MPa. Acelaşi tip de element tridimensional de clasă C^0, SOLID45 cu 4...8 noduri, în conformitate cu programul ANSYS, a fost folosit pentru discretizarea barajului, terenului de fundare şi lacului. Pentru modelarea efectului absorbant al sedimentelor din lac au fost introduşi amortizori de tip COMBIN14 la graniţele lacului.

Modelul a fost aplicat pentru analiza seismică a barajului arcuit Vafregan-Saveh din Iran. Acest baraj are înălţimea maximă de 125 m şi este amplasat într-o vale îngustă aproape simetrică, cu roci constând din calcare masive, conglomerate de gresii şi calcare stratificate. Cele mai importante caracteristici geometrice ale barajului sunt prezentate în tabelul 7.8.

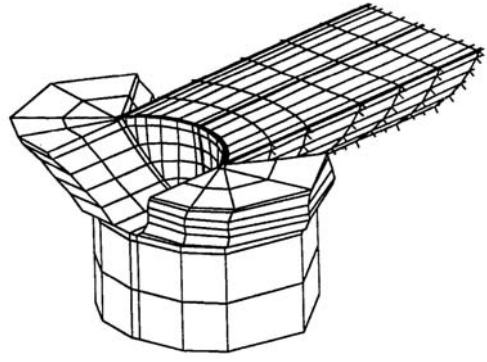


Fig. 7.38. Vedere axonometrică a unui model tridimensional în elemente finite pentru analiza interacţiunii seismice baraj-lac-fundaţie.

Tabelul 7.8

Barajul Vafregan-Saveh (Iran)	
Înălţimea maximă	124 m
Lungime la coronament	264 m
Lungimea corzii la coronament	224 m
Grosimea la cheie la nivelul coronamentului	6,00 m
Grosimea la cheie la bază	20,00 m
Volum de beton al barajului	320000 m^3

Caracteristicile mecanice ale materialelor din sistemul baraj-fundaţie sunt ilustrate în tabelul 7.9, incluzând şi distribuţia în elevaţie a celor trei calităţi de rocă din terenul de fundare a barajului.

Tabelul 7.9

Tipul materialului	**Moduli Young [MPa]**		**Coeficienţi Poisson**	
	Static	**Dinamic**	**Static**	**Dinamic**
Beton	20000	26500	0,17	0,21
Rocă tip I	7500	12000	0,25	0,30
Rocă tip II	5000	8000	0,30	0,35
Rocă tip III	3000	5600	0,40	0,45

Analiza seismică a fost efectuată prin metoda integrării numerice pas cu pas în timp, la solicitarea cu cutremurul maxim credibil (MCE) având acceleraţia maximă de 0,36 g (fig. 7.39). O secvenţă din accelerogramă cuprinsă între secundele 4,0 şi 9,0 a fost aplicată sincron, orizontal amonte-aval în nodurile de la baza sistemului discretizat. Pasul de timp de integrare (Δt) a fost variabil de circa 0,02 s. Matricea de amortizare structurală a fost evaluată în conformitate cu modelul Rayleigh liniar. Parametrii modelului Rayleigh au fost calculaţi pentru rate ale amortizării $\nu = 0{,}05$ în primele două moduri proprii ale sistemului, în ipoteza lac plin.

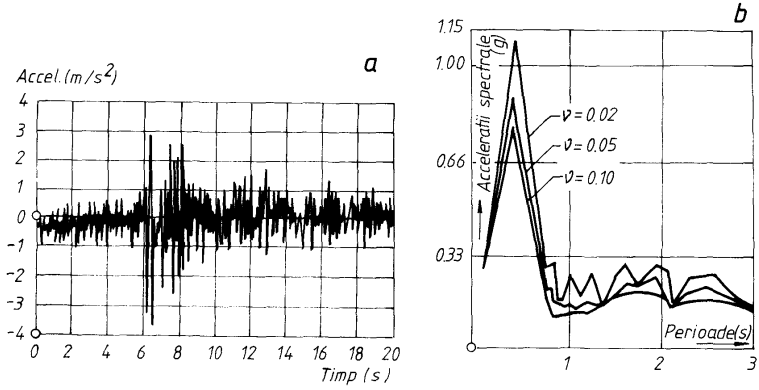


Fig. 7.39. Caracteristici MCE în analiza seismică a barajului Vafregan-Iran: *a* – accelerogramă, *b* - spectru seismic de răspuns.

Alte ipoteze considerate în analiză au fost următoarele:

– comportarea liniar elastică a materialelor din corpul barajului şi din terenul de fundare;

– deformaţiile şi deplasările de răspuns sunt mici;

– terenul de fundare are numai rigiditate (masă nulă);

– compresibilitatea apei şi efectul absorbant indus de sedimentele depuse pe fundul lacului sunt luate în considerare.

Unele rezultate obţinute în analiză se prezintă în figurile 7.40 şi 7.41.

Diagramele comparative de presiuni hidrodinamice induse de MCE pe paramentul amonte al barajului Vafregan (fig. 7.40) pun în evidenţă efectele de amortizare foarte importante datorită sedimentelor depuse pe fundul lacului. Rata de reducere a valorilor corespondente de presiuni hidrodinamice ajunge în momentele de solicitare maximă la circa 0,5 comparativ cu cazul rezervorului cu pat rigid (stâncos). Totodată forma diagramelor, în care s-au luat în considerare compresibilitatea apei şi interacţiunea baraj-lac diferă considerabil de forma binecunoscutelor diagrame Westergaard parabolice sau eliptice.

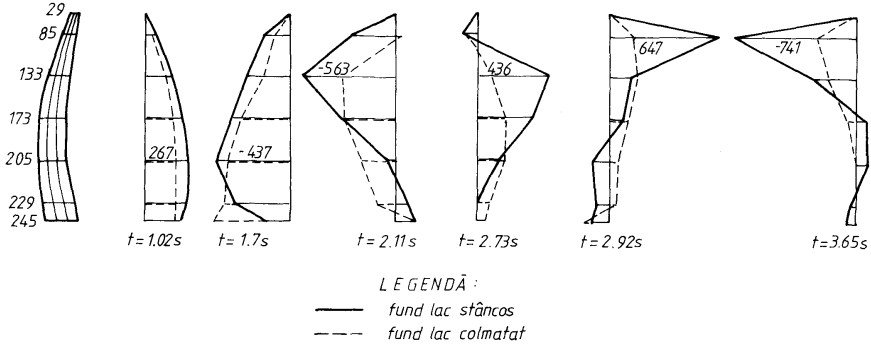


Fig. 7.40. Diagrame de presiuni hidrodinamice la diferite momente de timp pe paramentul amonte al barajului Vafregan solicitat de MCE aplicat orizontal amonte-aval (rezultate în kPa).

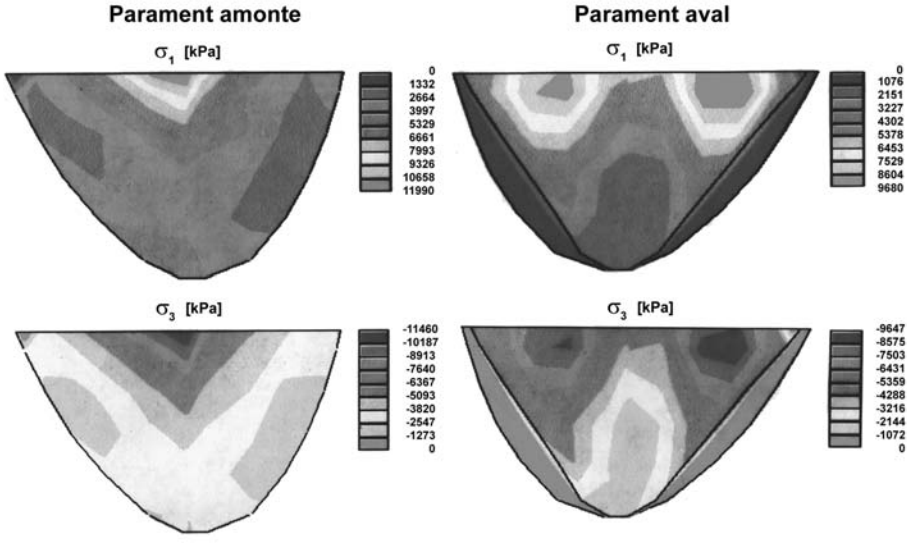


Fig. 7.41. Barajul Vafregan - linii de egal efort principal maxim σ_1, σ_3 la solicitarea cu MCE $a_{\max} = 0{,}36\,\mathrm{g}$, aplicat orizontal amonte-aval.

Liniile de egal efort seismic principal maxim σ_1, σ_3 arată că zona centrală a coronamentului este cea mai solicitată de MCE şi în consecinţă cea mai expusă în a-şi pierde integritatea structurală. Eforturile pulsatorii seismice maxime de întindere din încovoiere în această zonă ajung la 11,9 MPa pe paramentul amonte. Eforturile pulsatorii seismice trebuie combinate cu eforturile statice iniţiale din momentul declanşării cutremurului pentru a se obţine starea de eforturi totale care solicită structura.

7.4.5. Alunecarea pe fundaţie a barajelor de greutate produsă de acţiunea seismică

Barajele de greutate, conform reglementărilor standard sunt verificate la acţiunea seismică prin condiţiile de stabilitate la alunecare şi răsturnare. Ţinând cont că gruparea de încărcări incluzând acţiunea seismică este de tip excepţional, coeficienţii de siguranţă faţă de starea critică de alunecare pe fundaţie se acceptă în domeniul 1,00...1,10.

În reglementările menţionate mai înainte nu se ia în considerare caracterul pulsator şi de scurtă durată al acţiunii seismice. Dacă pentru cutremurul de proiectare (DBE) având coeficienţi de intensitate seismică în jur de 0,1 condiţia standard de stabilitate la alunecare este în general îndeplinită, pentru cutremure cu coeficienţi de intensitate seismică depăşind 0,2 această condiţie este practic imposibil de îndeplinit. Experienţa barajelor de greutate solicitate de mari cutremure a arătat însă că nu

fenomenul de alunecare este cel mai periculos, ci fisurarea care apare în zonele unde eforturile de întindere din încovoiere depăşesc rezistenţa betonului. Fisurile la întindere produse la barajul Koyna de cutremurul din 1967 sunt cel mai notabil exemplu în această direcţie. În consecinţă, a devenit o practică frecventă ca evaluarea siguranţei barajelor existente la cutremurul maxim credibil (MCE) să se facă pe baza extinderii fisurilor care ar putea fi produse de cutremur.

Totodată apare necesitatea de a se analiza alunecarea dinamică şi balansarea dinamică (rocking) de răspuns a barajelor de greutate solicitate de cutremure de mare intensitate (fig. 7.42).

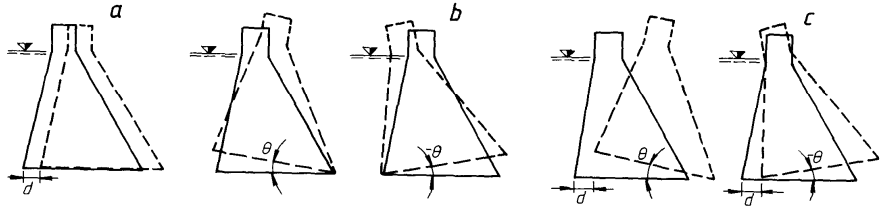


Fig. 7.42. Mişcări produse de cutremure pe baraje de greutate considerate rigide: *a* - alunecare pe fundaţie, *b* - balansare, *c* - alunecare şi balansare.

Considerând un baraj de greutate rigid, cu parament amonte vertical, în figura 7.43 sunt prezentate încărcările care apar înaintea alunecării pe fundaţie, în ipoteza acţiunii unui cutremur orizontal amonte-aval cu acceleraţia $c(t)$.

Acceleraţia critică c_{crit} a unui cutremur orizontal cu sens spre amonte la care începe alunecarea spre aval a barajului se poate determina cu relaţia:

$$\frac{c_{crit}}{g} = \frac{1}{G + P_{d0}} \left[f_d \left(G - S \right) - P_s \right], \tag{7.136}$$

unde P_{d0} este forţa hidrodinamică produsă de un cutremur orizontal unitar cu sens spre amonte, f_d - coeficientul de frecare dinamic pe fundaţie, g - acceleraţia gravitatiei, celelalte notaţii regăsindu-se în figura 7.43.

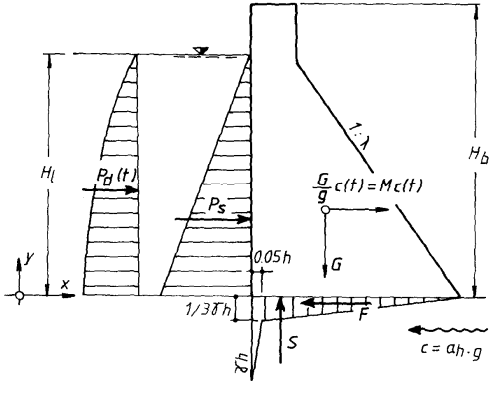


Fig. 7.43. Schema forţelor care acţionează pe baraj înaintea alunecării.

În ipoteza apei incompresibile, P_{d0} se determină cu relaţia [49]:

$$P_{d0} = \int_0^{H_l} p_{d0}(y)\,dy = \frac{16\gamma H_l^2}{\Pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^3} = 0{,}54\gamma H_l^2, \qquad (7.137)$$

unde γ este greutatea volumetrică a apei, iar p_{d0} - presiunea hidrodinamică produsă de un cutremur orizontal unitar.

Similar, acceleraţia critică a unui cutremur orizontal cu sens spre aval la care ar începe alunecarea spre amonte a barajului este dată de relaţia:

$$\frac{c_{crit}}{g} = \frac{1}{G + P_{do}} \left[f_d (G - S) + P_s \right]. \qquad (7.138)$$

În alegerea valorii coeficientului de frecare dinamic, f_d, trebuie ţinut cont că fisura pe contact care precede alunecarea este rugoasă şi că iniţial pe interfaţa beton-rocă există de asemenea coeziune. Valori f_d în jur de 1,0 sunt în aceste condiţii pe deplin justificate.

O reprezentare grafică parametrică a relaţiilor (7.136) şi (7.138) se găseşte în figura 7.44. Datorită forţei hidrostatice P_s care acţionează întotdeauna spre aval, acceleraţia critică ce provoacă alunecarea spre amonte este sensibil mai mare decât cea care provoacă alunecarea profilului spre aval în condiţii echivalente. În aceeaşi figură sunt reprezentate şi acceleraţiile cutremurului care ar iniţia feno–menul de balansare (rocking) al profilului spre aval sau spre amonte (v. fig. 7.42). Aceste acceleraţii sunt independente de coeficientul de frecare dinamic beton-rocă.

În acord cu datele prezentate în figura 7.44, rezultă că fenomenul cel mai probabil pe care un cutremur intens îl poate avea asupra unui baraj de greutate este alunecarea spre aval. Calcule extinse efectuate de Chopra et al. [49] demonstrează că influenţa balansării în mişcarea profilului barajului de greutate este mică în raport cu mişcarea de alunecare şi poate fi neglijată.

Rezultatele din figura 7.44 arată că alunecarea spre aval a profilului unui baraj de greutate poate să apară atunci când accelerograma cutremurului orizontal amonte-aval are vârfuri care depăşesc 0,20...0,59 g acceleraţie maximă. Având în vedere ipotezele care au stat la baza calculului, rezultatele sunt foarte conservative. Totuşi în timpul unor cutremure de mare intensitate, asemenea alunecări pe fundaţie a profilelor barajelor de greutate pot să se producă. Deplasările permanente de alunecare la încheierea mişcării seismice sunt strâns legate de mărimea acceleraţiei critice, c_{crit} care declanşează alunecarea spre aval.

Ecuaţia de echilibru dinamic pe direcţia orizontală a forţelor care guvernează deplasarea (δ), spre aval a profilului are aspectul (v. fig. 7.43):

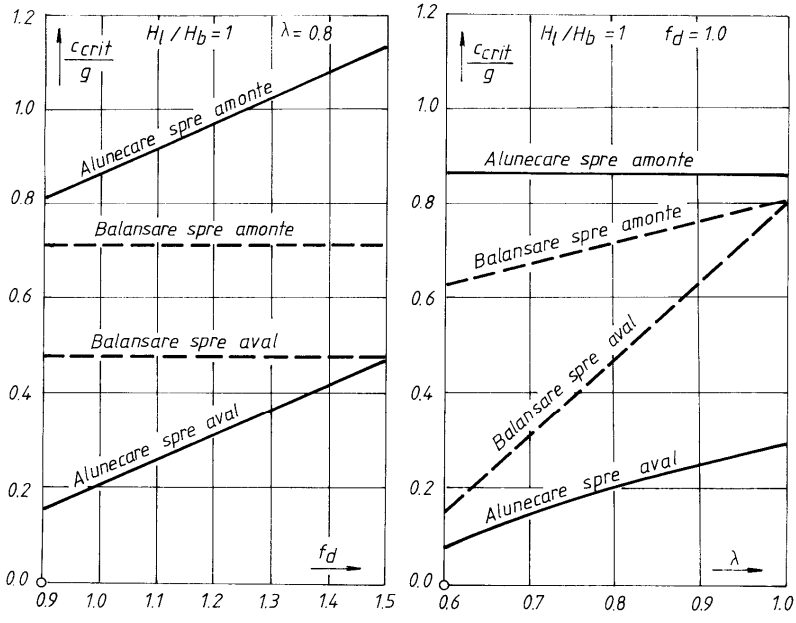


Fig. 7.44. Variaţia coeficientului de intensitate a acceleraţiei critice $\left(\frac{c_{crit}}{g}\right)$ care provoacă alunecarea sau balansarea unui profil de baraj de greutate, în funcţie de coeficientul de frecare dinamic f_d şi de panta paramentului aval λ ($\gamma_a = 10$ kN/m^3, $\gamma_b = 24$ kN/m^3) [49].

$$M\,\ddot{\delta}(t) = -M\,c(t) + P_s + P_d(t) - F\,. \tag{7.139}$$

Ecuaţia similară pentru deplasarea spre amonte a profilului are forma:

$$M\,\ddot{\delta}(t) = -M\,c(t) + P_s + P_d(t) + F\,. \tag{7.140}$$

Ecuaţiile (7.139) şi (7.140) diferă numai prin semnul algebric asociat forţei de frecare F care totdeauna are sens opus celui de deplasare. Forţa de frecare se calculează cu relaţia:

$$F = f_d\,(G - S)\,. \tag{7.141}$$

Forţa hidrodinamică $P_d(t)$ poate fi evaluată cu relaţia:

$$P_d(t) = P_{d0}\,\frac{c(t) + \ddot{\delta}(t)}{g} = -M_{a0}\left[c(t) + \ddot{\delta}(t)\right], \tag{7.142}$$

unde M_{a0} este masa adiţională de apă; semnul (-) are semnificaţia că forţa hidrodinamică la orice moment de timp este de sens opus celui al acceleraţiei simultane a barajului.

Substituind ecuaţiile (7.141) şi (7.142) în (7.139) şi respectiv (7.140) se obţine în final:

$$\left(M + M_{a0}\right) \ddot{\delta}\,(t) = -\left(M + M_{a0}\right) c(t) + P_s \mp f_d \left(M\,g - S\right). \qquad (7.143)$$

Conform expresiei (7.143) acceleraţia totală $\left[\ddot{\delta}\,(t) + c(t)\right]$ pe durata alunecării este independentă de timp şi în consecinţă forţa hidrodinamică $P_d\,(t)$ conform relaţiei (7.142) este constantă.

Alunecarea spre aval este iniţiată când acceleraţia cutremurului spre amonte $\left|c(t)\right|$ depăşeşte valoarea acceleraţiei critice c_{crit} rezultată din relaţia (7.136). Alunecarea spre aval se încheie atunci când sunt îndeplinite următoarele două condiţii: viteza de alunecare devine nulă $\dot{\delta}(t) = 0$ şi acceleraţia cutremurului scade sub valoarea acceleraţiei critice $\left|c\,(t)\right| < c_{crit}$. Alunecarea spre amonte este iniţiată când acceleraţia cutremurului spre aval $\left|c(t)\right|$ depăşeşte valoarea acceleraţiei critice c_{crit} rezultată din relaţia (7.138). Alunecarea spre amonte se încheie când $\dot{\delta}(t) = 0$ şi $\left|c\,(t)\right| < c_{crit}$ calculat cu relaţia (7.138).

În ipoteza variaţiei liniare a accelerogramei cutremurului între două mo–mente de timp t_i şi t_{i+1}, pentru care există valori ale acceleraţiilor seismice, ecuaţia (7.143) poate fi rezolvată după procedeul integrării numerice pas cu pas în timp.

În figura 7.45 se prezintă rezultatele unui calcul efectuat de Chopra et al. [49] privind alunecarea unui profil de baraj de greutate triunghiular cu parament amonte vertical şi cu panta paramentului aval $\lambda = 0{,}8$, solicitat de cutremurul Taft S69E (1952) amplificat la acceleraţia maximă de 0,5 g şi aplicat orizontal amonte-aval. Alte date de calcul au fost următoarele: $f_d = 1{,}0$, $H_l / H_b = 1{,}0$. În aceste condiţii c_{crit} pentru iniţierea alunecării profilului spre aval a rezultat de 0,20 g, iar pentru iniţierea alunecării spre amonte 0,87 g. Balansarea spre aval a profilului ar începe când acceleraţia ar atinge valoarea 0,48 g , iar spre amonte când acceleraţia ar fi de 0,72 g. Balansarea spre aval a profilului nu este posibilă, fiindcă la 0,20 g s-a declanşat alunecarea spre aval. De asemenea, balansarea spre amonte nu poate avea loc fiindcă acceleraţia maximă a cutremurului este de 0,50 g. Rezultatele asupra mărimii alunecării spre aval a profilului prezentate în figura 7.45 sunt independente de înălţimea barajului, H_b.

Calculele efectuate cu considerarea simultană şi a componentei verticale a cutremurului Taft, scalată de asemenea la 0,5 g acceleraţie maximă au arătat o tendinţă de creştere a numărului de faze în care se produce alunecarea spre aval şi în final a deplasării totale de alunecare [49].

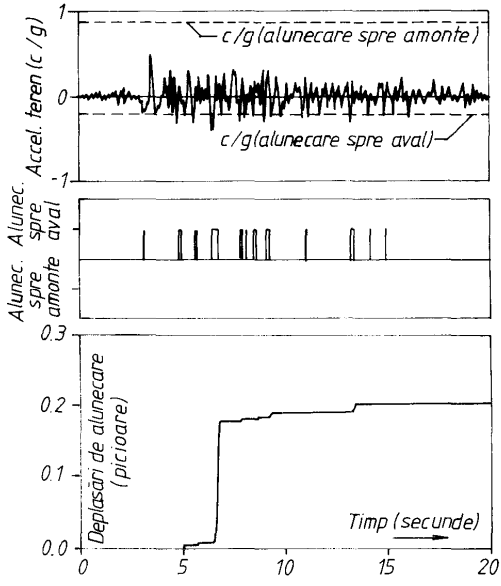


Fig. 7.45. Deplasări de alunecare a unui baraj triunghiular rigid solicitat de cutremurul Taft S69E scalat la 0,5g acceleraţie maximă şi aplicat orizontal amonte-aval.

Chopra et al. [49] tratează răspunsul la alunecare al barajelor de greutate flexibile considerând influenţa modului propriu fundamental. Calculele comparative au condus la concluzia că în general, considerarea flexibilităţii barajului a avut efecte de creştere a deplasărilor de alunecare.

7.4.6. Răspunsul seismic al barajelor de greutate şi cu contraforţi

Răspunsul seismic al barajelor de greutate şi cu contraforţi se calculează uzual în secţiunea lor transversală. Cutremurele de calcul (DBE, MCE) acţionează în general orizontal, transversal pe baraj. În cazul barajelor situate în vecinătatea relativă a unor epicentre seismice se recomandă considerarea şi a componentei verticale a cutremurului. Acceleraţia maximă a componentei verticale a cutremurului poate fi 1/2...2/3 din acceleraţia maximă a componentei orizontale.

Barajele cu contraforţi se calculează de asemenea la acţiunea cutremurului orizontal orientat perpendicular pe planul contraforţilor (paralel cu axul barajului). În funcţie de alcătuirea structurală, contrafortul se consideră ca o placă articulată sau încastrată elastic pe două sau trei laturi, după cum barajul este deschis sau închis la aval (fig. 7.46).

Răspunsul seismic al barajelor de greutate şi cu contraforţi, în special la DBE se evaluează după procedeele de analiză dinamică standard care au fost prezentate în capitolul 3 (vol. I) şi în paragraful 7.2 al acestui capitol. În continuare, după Ghrib şi Tinawi [50], se va prezenta o aplicaţie a mecanicii fracturilor pentru post analiza seismică a barajului Koyna. Această analiză ilustrează cel mai bine capacitatea actuală a modelelor matematice de a simula comportarea din natură a barajelor de greutate solicitate în trecut de cutremure cu mare intensitate.

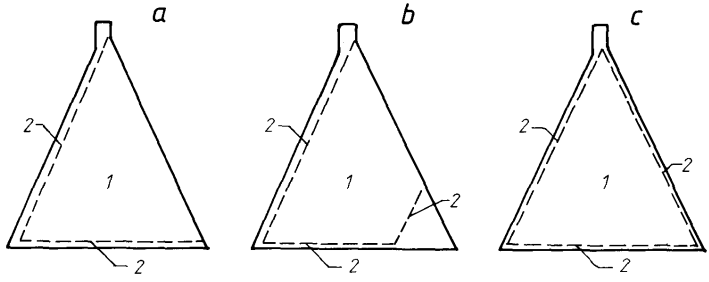


Fig. 7.46. Scheme de calcul seismic al barajelor cu contraforţi la cutremure paralele cu axul barajului: *a* - baraje deschise aval, *b* - baraje închise parţial la aval cu butoni, *c* - baraje închise aval; *1* - placă contrafort, *2* - articulaţie sau încastrare elastică.

În modelul de material se acceptă că degradarea materialului este provocată de microfisurile distribuite aleator în câmpul elementelor care conduc la reducerea ariei capabile nete de a prelua încărcările. Sistemul de ecuaţii de echilibru dinamic folosit în analiza seismică neliniară a structurii discretizate în elemente finite are forma:

$$[M]\{\ddot{\delta}\}+[C]\{\dot{\delta}\}+\{R\}=-[M]\{\ddot{u}\}+\{F\}_{st}, \qquad (7.144)$$

unde $\{R\}$ este vectorul forţelor de restabilire a echilibrului sistemului, iar $\{F\}_{st}$ vectorul încărcărilor statice, compus din greutatea proprie şi presiunile hidrostatice care acţionează pe paramentul amonte al barajului. În cazul lacului plin, în $[M]$ se include contribuţia maselor adiţionale de apă, calculată cu relaţia simplificată Westergaard.

Amortizarea structurală este considerată proporţională cu rigiditatea, conform expresiei:

$$[C]=\beta_k[K], \qquad (7.145)$$

unde $[K]$ este matricea curentă sau iniţială, iar β_k este un factor de proporţionalitate calculat în funcţie de rata amortizării din modul propriu fundamental al barajului. Termenul proporţional cu matricea maselor $[M]$ din modelul Rayleigh liniar a fost omis pentru a se evita orice stabilitate numerică artificială pe durata integrării pas cu pas în timp. Neliniaritatea este controlată prin forţele de restabilire a echilibrului dinamic, rezultând din evoluţia avariilor şi închiderea/ deschiderea fisurilor.

Algoritmul de integrare numerică a fost selectat după criteriul de a permite o disipare numerică controlabilă a modurilor proprii cu frecvenţe înalte. El a fost o versiune îmbunătăţită a algoritmului elaborat de Hilber, Hughes şi Taylor, codificat HHT-α. Tehnica predictor-corector a fost folosită în combinaţie cu metoda Newton-Raphson pentru integrarea numerică pas cu pas în timp a sistemului (7.144), [50].

În figura 7.47 se prezintă elementele geometrice şi schema de discretizare a barajului Koyna, precum şi accelerogramele şi spectrele de răspuns care au solicitat şi provocat avarierea barajului la 11 Decembrie 1967. Proprietăţile de material utilizate în analiză au fost următoarele: modul de elasticitate $E = 30000$ MPa, coeficient Poisson $\nu = 0{,}20$, densitatea betonului $\rho = 2600$ kg/m^3, rezistenţa statică $f_t' = 1{,}8$ MPa, energia de fractură G_f = 180 N/m. Fundaţia s-a considerat rigidă, iar interacţiunea baraj-lac a fost modelată conform tehnicii maselor adiţionale. Starea de eforturi iniţială în baraj în momentul începerii cutremurului a fost generată de greutatea proprie şi presiunea hidrostatică.

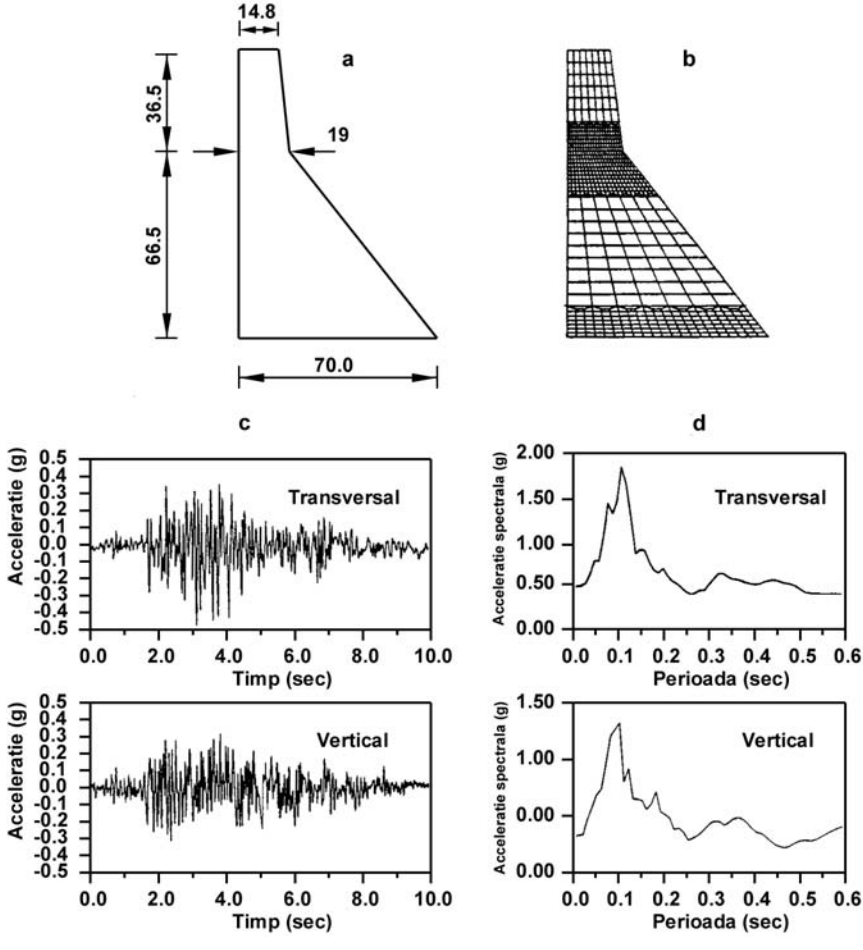


Fig. 7.47. Barajul Koyna: *a* - elemente geometrice în secţiune transversală, *b* - schemă de discretizare în elemente finite, *c* - accelerograme cutremurul Koyna, 11 Decembrie 1967, *d* - spectre seismice de răspuns [50].

Primele patru moduri proprii de vibraţie a barajului sunt ilustrate în figura 7.48. Se poate observa că perioada modului 2 este apropiată de vârful spectrului de răspuns al componentei transversale a cutremurului iar perioada modului 3 este apropiată de vârful spectrului de răspuns al componentei verticale a cutremurului. Răspunsul dominant după aceste moduri proprii explică în parte avariile pe care barajul le-a suferit în urma acţiunii cutremurului.

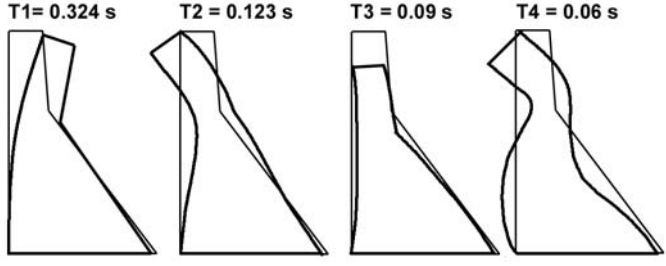


Fig. 7.48. Barajul Koyna - moduri proprii [50].

În figura 7.49 sunt arătate câteva secvenţe privind evoluţia avariilor în corpul barajului pe durata acţiunii cutremurului, conform modelului neliniar prezentat mai înainte [50]. Fisura de la piciorul amonte al barajului (care nu s-a produs în realitate) s-a datorat ipotezei de calcul cu rigiditate infinită a fundaţiei care a indus concentrări importante de eforturi în această zonă. Corespondenţa între rezultatele analizei numerice şi cele observate în natură este bună. De asemenea, zona globală avariată evidenţiată din analiza numerică corespunde cu rezultatele unor experimente în aceeaşi problemă efectuate pe platforma vibrantă [51], [39].

Evoluţia în timp a efortului principal într-un element selectat de la paramentul aval al barajului Koyna, în zona schimbării de pantă, confirmă că rezistenţa la întindere este anulată în totalitate după producerea fisurii (fig. 7.50).

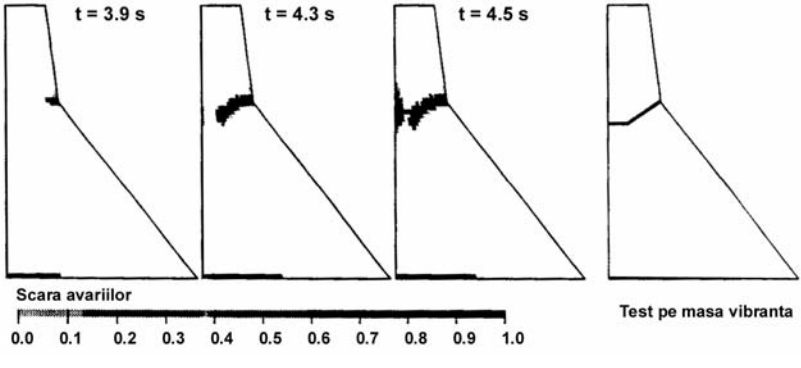


Fig. 7.49. Barajul Koyna - evoluţia avariilor seismice cumulative utilizând un model ortotropic şi comparaţie cu testul pe platforma vibrantă (*după* Ghrib şi Tinawi [50]).

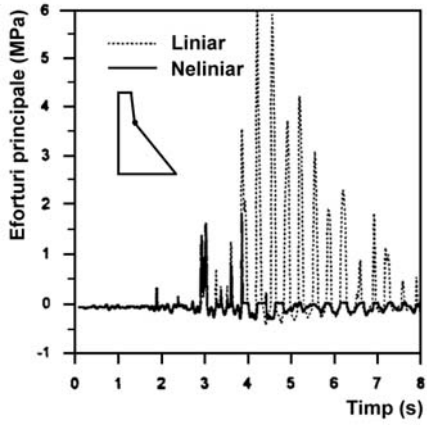


Fig. 7.50. Barajul Koyna - eforturi principale în timpul acţiunii cutremurului Koyna, calculate cu modele liniare şi neliniare [50].

În vederea comparaţiei, în figura 7.50, pentru acelaşi punct se prezintă efortul principal corespondent în analiza liniară, care după cum se poate observa din figură atinge valoarea de 6 MPa.

Evaluarea diferitelor componente de energie în structură, efectuate în cadrul aceleiaşi analize a evidenţiat că cea mai importantă parte a energiei cutremurului se disipează prin amortizare. Energia totală disipată de fractură (20 kNm) este nesemnificativă în comparaţie cu alte componente [50].

7.4.7. Răspunsul seismic al barajelor arcuite

Răspunsul seismic al barajelor arcuite se calculează uzual în domeniul liniar elastic. În condiţiile comportării lor structurale tridimensionale, toate componentele cutremurului au influenţe asupra răspunsului. Cel mai frecvent însă se consideră numai componenta orizontală amonte-aval a cutremurului care activează modurile proprii simetrice ale barajului (în cazul structurilor simetrice) [52], [53], [54].

În cadrul punctului 7.4.3 s-a prezentat modul de stabilire a caracteristicilor materialelor pentru reanalizarea siguranţei seismice a barajului arcuit Vidraru-Argeş ($H = 167$ m). Acest baraj - cel mai înalt din România - intrat în exploatare în 1965 a fost verificat în perioada de proiectare la un cutremur cu acceleraţia maximă de 0,1g. În perioada exploatării, pe baza aprofundării caracteristicilor seismotectonice zonale şi a aplicării unor reglementări noi de stabilire a intensităţii cutremurelor de proiectare (DBE) şi verificare (MCE), datele seismologice s-au modificat esenţial comparativ cu cele luate în considerare în perioada de proiectare. În baza elementelor noi, a reieşit că în cazul barajului Vidraru, cutremurele crustale făgărăşene şi nu cele generate din binecunoscutul focar Vrancea sunt cele mai periculoase pentru integritatea barajului (fig. 7.51). Acceleraţia maximă pentru DBE a fost evaluată la 0,26 g, iar pentru MCE la 0,53 g, ambele generate din sursele făgărăşene.

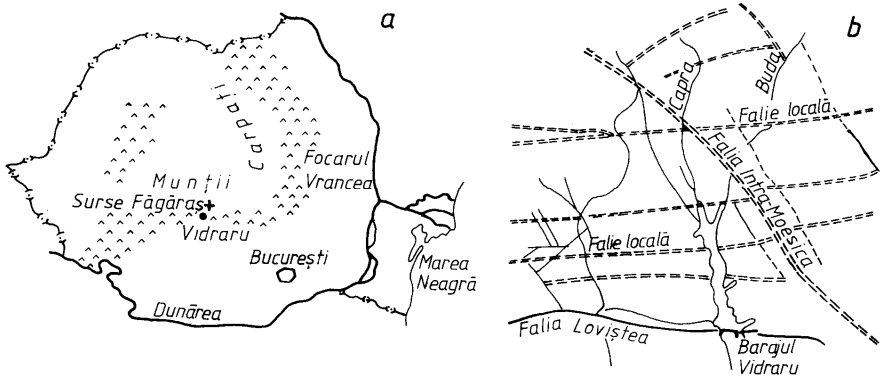


Fig. 7.51. Surse seismice principale care generează cutremure în amplasamentul barajului Vidraru: *a* - Vrancea, *b* - Făgăraş (falia Loviştea).

O reanaliză a capacităţii barajului Vidraru de a rezista cutremurelor generate de sursele făgărăşene a fost efectuată de Popovici et al. [41], [55]. În figura 7.52 sunt reprezentate una din accelerogramele sintetice generate şi diverse spectre de răspuns pentru MCE.

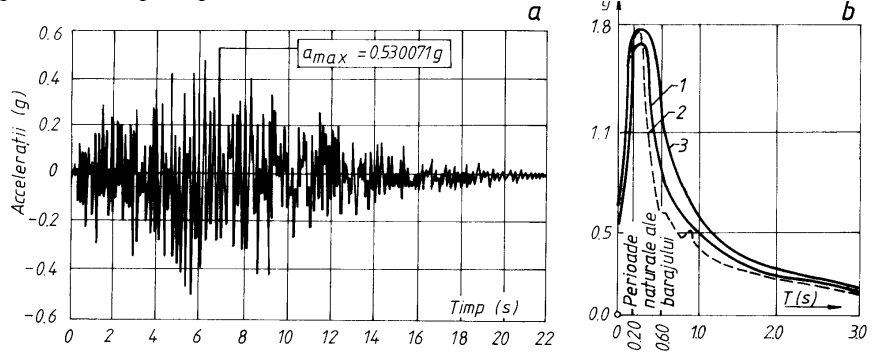


Fig. 7.52. Date seismice asupra cutremurelor făgărăşene; *a* - accelerogramă sintetică MCE, *b* - spectre de răspuns MCE, $\upsilon = 5\%$: *1* -conform R61.60/INFP, *2* - înfăşurătoare spectre accelerograme sintetice, 3 - înfăşurătoare globală.

O vedere axonometrică a sistemului discretizat în elemente finite baraj-teren de fundare utilizat pentru reanaliza seismică a barajului Vidraru se prezintă în figura 7.53. Analiza structurală a fost efectuată cu programul ANSYS 5.2. Elemente finite izoparametrice STIF45 incluzând moduri incompatibile pentru modelarea încovoierii, de clasă C^0 cu 6...8 noduri pe element şi cu 3 grade de libertate de translaţie pe nod au fost folosite pentru discretizarea atât a corpului barajului, cât şi a masivului de fundare. În acest mod s-au simplificat problemele de interfaţă baraj-fundaţie. În vederea obţinerii unei precizii numerice satis–făcătoare pentru starea de eforturi din corpul barajului discretizat cu elemente de solid şi nu de placă, trei rânduri de elemente STIF45 au fost introduse pe grosimea barajului.

Interacţiunea cu lacul a fost modelată după procedeul maselor adiţionale. Ele au fost evaluate în funcţie de geometria barajului, direcţia cutremurului şi a gradelor de libertate a sistemului [1]. Caracteristicile materialelor din sistemul baraj-fundaţie au fost prezentate în tabelul 7.6. Analizele seismice au fost efectuate prin metoda analizei spectrale pentru DBE şi prin integrare numerică în timp pentru MCE. Matricea de amortizare în cazul metodei integrării numerice în timp a fost evaluată în acord cu modelul Rayleigh liniar. Primele moduri proprii de vibraţie a barajului sunt ilustrate în figura 7.54.

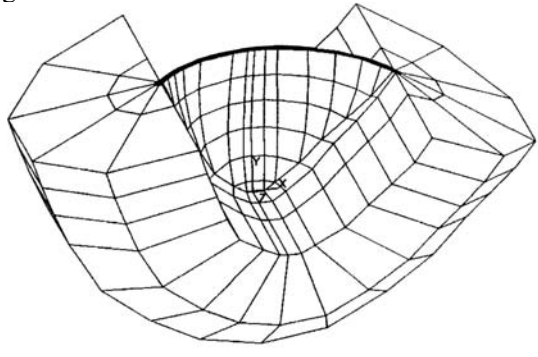


Fig. 7.53. Barajul Vidraru - vedere axonometrică a sistemului baraj-fundaţie discretizat în elemente finite.

În toate analizele s-a acceptat ipoteza comportării liniar-elastice a mate–rialelor din sistem. În acest caz a fost posibilă adunarea algebrică a eforturilor corespondente produse de diverse încărcări sau combinaţii de încărcări. Eforturile seismice au fost astfel adunate algebric la eforturile statice iniţiale existente în momentul producerii cutremurului. Eforturile statice s-au datorat greutăţii proprii, presiunii hidrostatice din lac şi acţiunii termice a mediului ambiant. Greutatea proprie a fost preluată numai de consolele barajului, ţinând cont că rosturile de contracţie ale barajului au fost injectate la încheierea construcţiei.

Evaluarea eforturilor totale incluzând MCE s-a făcut pentru două combinaţii extreme ale încărcărilor:

– C_1: greutate proprie+presiune hidrostatică pentru nivel în lac la NNR+temperaturi medii lunare mediu ambiant corespunzătoare lunii August (luna cea mai călduroasă)+MCE, 0,53 g, aplicat orizontal, amonte-aval;

– C_2: greutate proprie+presiune hidrostatică pentru nivel în lac la NNR+temperaturi medii lunare mediu ambiant corespunzătoare lunii ianuarie (luna cea mai rece) + MCE, 0,53 g, aplicat orizontal, amonte-aval.

Deplasările relative maxime produse barajului de MCE ating 1,25 cm pe direcţie radială în secţiunea centrală a barajului la nivelul coronamentului. În analiză a fost neglijat efectul nesincronismului în acţiunea undelor seismice.

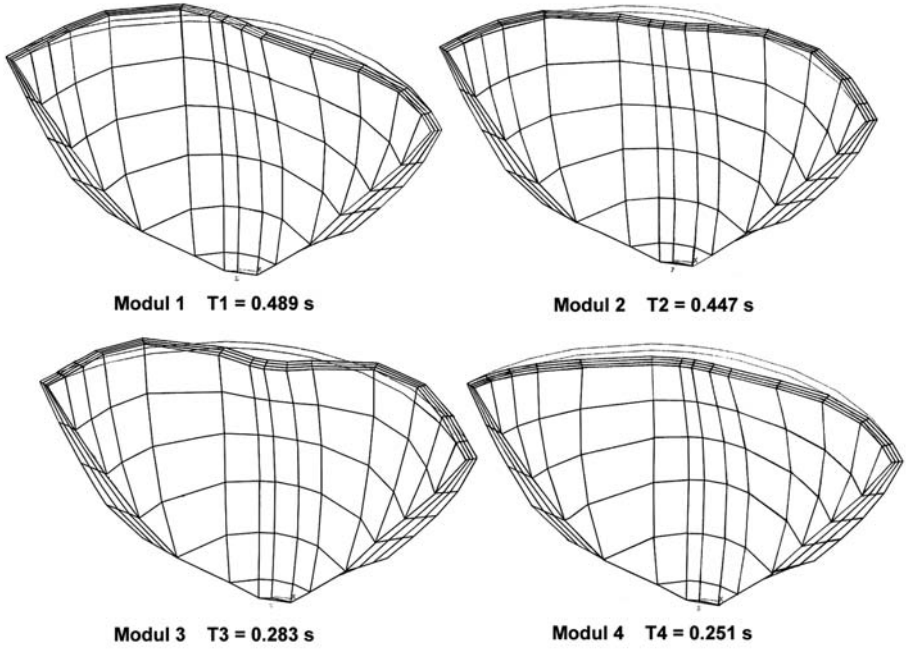


Fig. 7.54. Barajul Vidraru - primele moduri proprii în ipoteza lac plin.

Liniile de egal efort principal σ_1 şi σ_3 ale valorilor înfăşurătoare maxime de răspuns la acţiunea MCE, calculate prin metoda integrării pas cu pas în timp sunt reprezentate în figura 7.55. Eforturile maxime de întindere σ_1 ajung la valori maxime de 3,09 MPa la piciorul amonte al barajului în secţiunea centrală. Eforturile maxime de compresiune σ_3 ajung la valori maxime de 5,62 MPa la piciorul aval în secţiunea centrală a barajului. În aceeaşi zonă eforturile maxime de forfecare ajung la valori de 2,67 MPa.

Diagramele de eforturi totale verticale maxime în secţiunea centrală a barajului în combinaţiile de încărcări C_1 şi C_2 menţionate mai înainte sunt prezentate în figura 7.56. Cele mai mari eforturi verticale de întindere apar la piciorul amonte în secţiunea centrală a barajului şi sunt de 4,70 MPa. MCE în timp de vară este comparativ mai periculos decât în timpul iernii, deoarece o arie mult mai întinsă pe paramentul amonte al barajului este solicitată de eforturi excesive de întindere din încovoiere cu valori de 1,50...2,00 MPa.

Paramentul aval al barajului care este în general solicitat de eforturi de compresiune din încărcările statice este mai puţin expus apariţiei unor eforturi totale mari de întindere în timpul acţiunii MCE. Cele mai mari eforturi totale verticale de compresiune apar în secţiunea centrală la piciorul aval al barajului şi sunt de 10 MPa pentru MCE în timpul iernii şi 12 MPa pentru MCE în timpul verii.

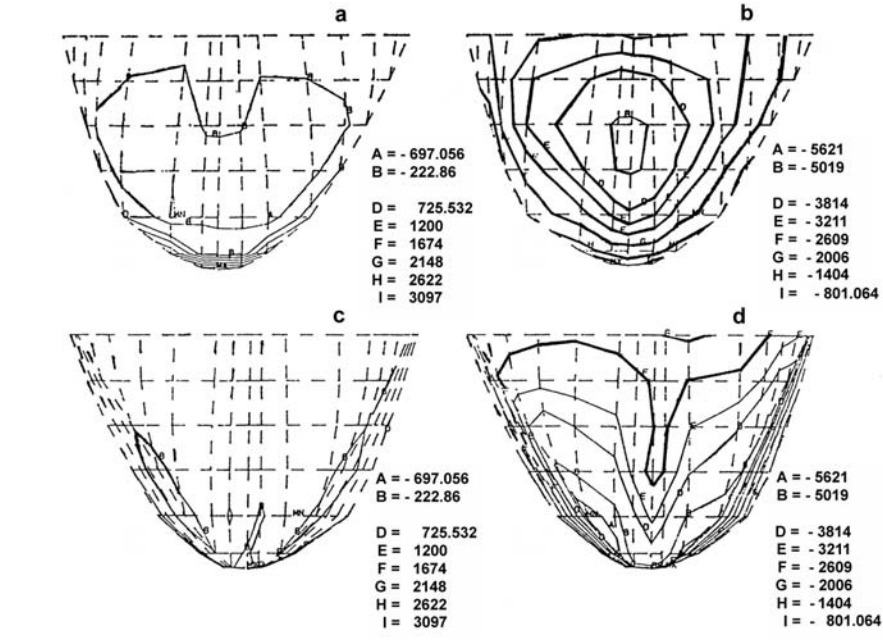


Fig. 7.55. Barajul Vidraru - linii de egal efort principal maxim din acţiunea MCE $c_{\max} = 0{,}53\,\mathrm{g}$ orizontal, amonte-aval: $a - \sigma_1$ la parament amonte, $b - \sigma_3$ la parament aval, $c - \sigma_1$ la parament aval, $d - \sigma_3$ la parament aval (valori în kPa).

Alte analize au fost efectuate considerând că MCE a produs unele fisuri în corpul barajului în zonele cele mai solicitate de eforturi de întindere sau cu rezistenţe mai scăzute din motive tehnologice (piciorul amonte, rosturi de contracţie injectate). Aceste analize au reliefat capacitatea deosebită a structurii hiperstatice a barajului de preluare a încărcărilor prin redistribuirea eforturilor.

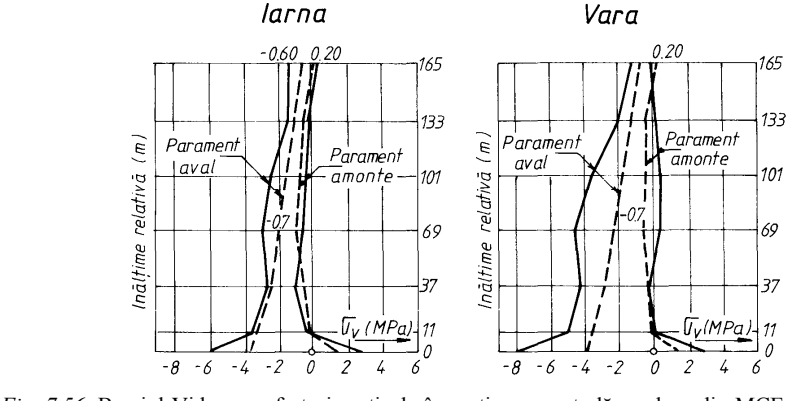


Fig. 7.56. Barajul Vidraru - eforturi verticale în secţiunea centrală produse din MCE $c_{\max} = 0{,}53$ g (linie întreruptă) şi din combinaţia de încărcări din greutate proprie+presiune hidrostatică la NNR+temperatură (vară/ iarnă) + cutremur MCE (linie continuă).

Răspunsul seismic al barajelor arcuite este puternic influenţat de fisurarea şi deschiderea/ închiderea ciclică a rosturilor injectate de contracţie. Rosturile de contracţie din corpul barajelor arcuite deşi sunt injectate au capacitate scăzută de a rezista eforturilor normale de întindere care apar din acţiunea cutremurelor. În timpul acţiunii seismice se produce fisurarea rosturilor care se deschid/ închid ciclic sau alunecă unele faţă de altele. Lucrul rosturilor produce transferări de încărcări de pe arce pe console, starea de eforturi schimbându-se în mod semnificativ comparativ cu situaţia unei structuri monolite [56], [57].

O analiză cuprinzătoare a comportării barajelor arcuite incluzând închiderea/ deschiderea sau alunecarea relativă a rosturilor de contracţie s-a realizat în cadrul problemei A1 de la cel de al IV-lea Seminar organizat la Madrid (1996) de Comisia tehnică ICOLD pentru Calculul şi Proiectarea Barajelor [33], [58]. Problema dată spre rezolvare s-a referit la analiza dinamică a barajului Corfino (Italia, $H = 37{,}5\,\text{m}$) având un rost central deschis pe o adâncime de 12,5 m măsuraţi de la coronament (fig. 7.57). Analizele dinamice comparative s-au făcut în patru ipoteze: structură monolită, lac gol şi lac plin, structură cu rost central deschis, lac gol şi lac plin. Accelerogramele cutremurului de calcul au avut vârfuri de 3 m/s^2 şi au fost aplicate la baza barajului pe toate cele trei direcţii spaţiale.

În lucrarea elaborată de A. Popovici et al. [58] şi prezentată la seminarul menţionat mai înainte, modelarea comportării rostului s-a făcut cu 12 elemente de contact nod cu nod CONTAC52 3D (fig. 7.58) din biblioteca de elemente a programului ANSYS 5.2. Acest element reprezintă două suprafeţe care pot menţine sau întrerupe contactul lor fizic şi pot aluneca una faţă de cealaltă. Elementul este capabil să suporte numai compresiuni pe direcţie normală la suprafaţă şi forfecări (în limita frecării Coulomb) pe direcţie tangenţială [59], [60].

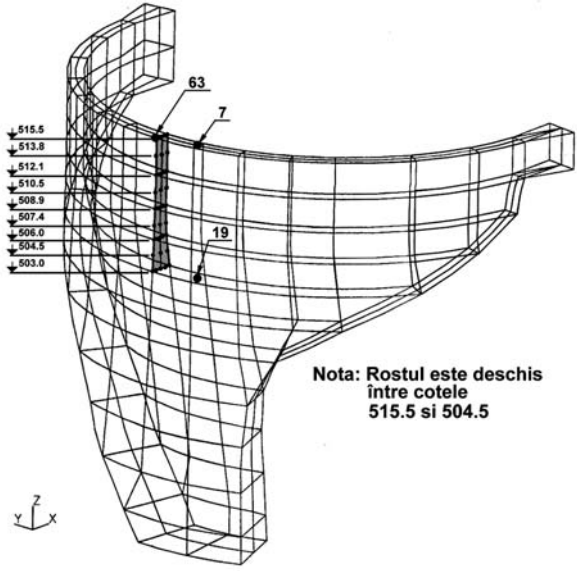


Fig. 7.57. Schema de discre–tizare a barajului Corfino (Italia, $H = 37{,}5\,\text{m}$) cu rost central deschis [33].

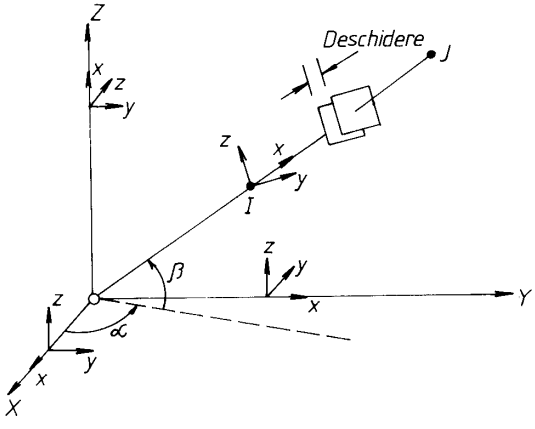


Fig. 7.58. Schema elementului de interfaţă nod cu nod CONTAC52 3D din programul ANSYS [60].

Corpul barajului a fost modelat cu 190 de elemente de tip solid cu 10....20 noduri pe element (SOLID95). Barajul a fost considerat cu baza rigidă. Interacţiunea cu lacul a fost modelată conform procedeului maselor adiţionale prin 75 mase adiţionale concentrate MASS21.

Spectrele seimice de răspuns în nodurile 7 şi 19 (v. fig. 7.57) pe direcţiile *x*, *y* şi *z* în ipoteza 2 (structură monolită, lac plin) şi ipoteza 4 (structură cu rost vertical central activ, lac plin) sunt prezentate în figura 7.59. Cele mai joase frecvenţe naturale ale structurii în diferitele ipoteze considerate în analiza seismică corespund vârfurilor spectrelor seismice de răspuns calculate în diferite puncte din corpul barajului. Ele sunt prezentate în tabelul 7.10.

Tabelul 7.10

Numărul ipotezei şi semnificaţia ei	**Cele mai joase frecvenţe naturale [Hz]**			
1 (structură monolită, lac gol)	13,00	14,00	18,00	20,00
2 (structură monolită, lac plin)	9,00	11,50	12,50	16,00
3 (structură cu rost central activ, lac gol)	9,00	13,00	16,00	19,00
4 (structură cu rost central activ, lac plin)	6,75	9,00	11,50	13,50

Rostul central activ, cum era de aşteptat a provocat scăderea valorilor frecvenţelor naturale ale corpului barajului Corfino relativ cu corespondentele lor din ipoteza structurii monolite. Unele valori foarte mari ale vârfurilor principale din spectrele de răspuns, cu deosebire în ipotezele cu lac plin se justifică prin quasi coincidenţa între unele frecvenţe dominante ale accelerogramelor cutremurului şi frecvenţe proprii ale barajului, ca şi prin rata foarte scăzută de numai 2% a ratei amortizării din corpul barajului.

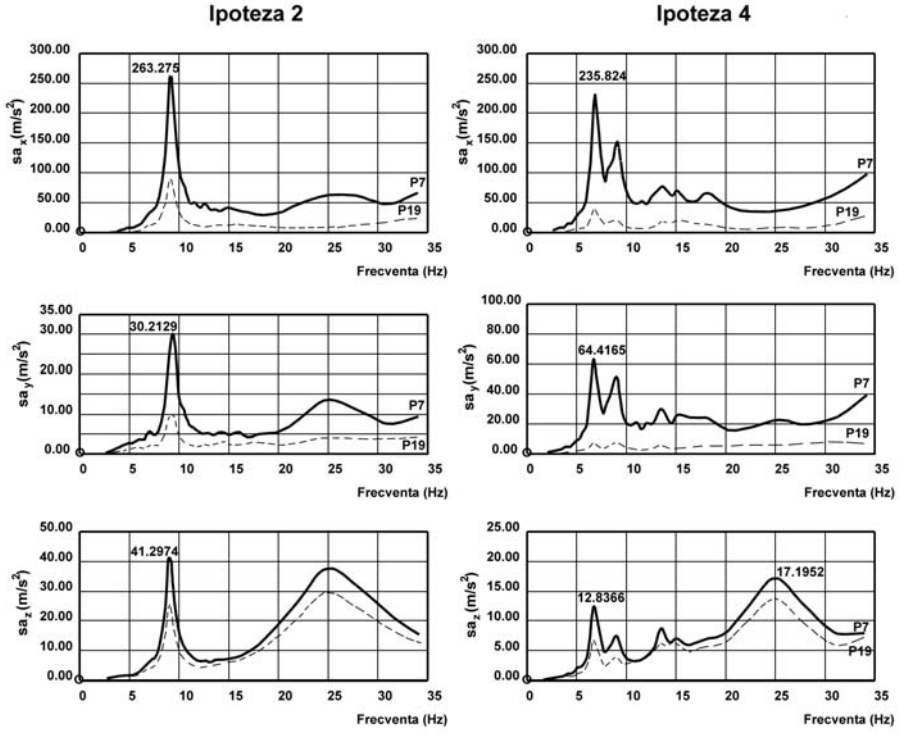


Fig. 7.59. Spectre de răspuns în acceleraţii pe direcţiile *x*, *y* şi *z* în nodurile 7 şi 19 în ipotezele 2 (structură monolită, lac plin) şi 4 (structură cu rost vertical central activ, lac plin).

În figura 7.60 sunt ilustrate oscilogramele deplasărilor relative pe cele trei direcţii *x*, *y*, şi *z* ale nodului 63 de pe interfaţa rostului central (v. fig. 7.57) în ipoteza 4. Deschiderea maximă a rostului pe durata acţiunii cutremurului a fost 6,28 mm, iar alunecarea relativă maximă între feţele adiacente ale blocurilor a fost de 6,46 mm. Presiunea hidrostatică a avut influenţă notabilă în menţinerea poziţiei închis a rostului vertical central activ al barajului (ipoteza 4). Deschiderea rostului a condus la transferări importante ale încărcărilor de pe arce pe console.

7.4.8. Stabilitatea seismică a versanţilor barajelor de beton

Versanţii barajelor suferă în mod frecvent dizlocări sau alunecări în urma acţiunii cutremurelor. Evenimentele de la barajul Pacoima (v. punctul 7.3.4) sunt în acest sens relevante. Analiza stabilităţii seismice a versanţilor barajelor este de acelaşi grad de importanţă ca analiza seismică a structurii barajului, pentru evaluarea siguranţei seismice generale a construcţiei şi a amplasamentului.

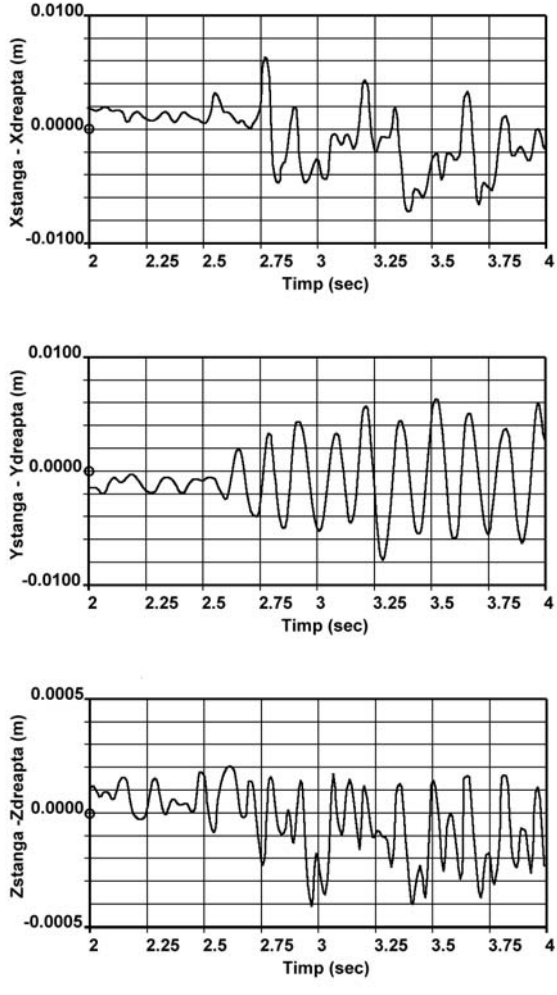


Fig. 7.60. Variaţia în timp a deplasărilor nodului 63 de pe interfaţa rostului central activ, în ipoteza 4.

În analiza siguranţei seismice a barajului Vidraru, o atenţie specială a fost acordată stabilităţii seismice a versanţilor barajului, în mod special a versantului stâng cu proeminenţe morfologice şi deranjamente geologice complexe. Pe baza hărţii geologice locale cuprinzând falii, fisuri, inserţii de zone slabe şi alte discontinuităţi, au fost selectate mai multe volume de rocă potenţial în pericol de alunecare. Ele au fost analizate din punct de vedere a mecanismului potenţial de rupere, cinematic posibil. Coeficienţii de siguranţă la alunecare au fost calculaţi după procedeul Londe (metoda blocurilor rigide). Încărcările luate în calcul au fost următoarele: greutatea proprie a blocului de rocă, presiunile interstiţiale pe feţele blocului produse de infiltraţiile din lac şi forţele seismice de inerţie.

În figura 7.61 sunt prezentate schematic în plan două dintre volumele selectate pentru analiza stabilităţii lor seismice la alunecare, ABCDEF şi GBHILM. Volumul ABCDEF are 84908 m^3 şi este limitat de faliile F3, F8 şi F9, celelalte feţe fiind de suprafaţă (la zi). Volumul a fost verificat la alunecări pe planul CDFE şi muchiile EC şi FD, toate posibile din punct de vedere cinematic. Unele rezultate sintetice ale studiului parametric privind coeficienţii de siguranţă la alunecare pe muchia FD a blocului de rocă ABCDEF sunt prezentate în diagramele din figura 7.62.

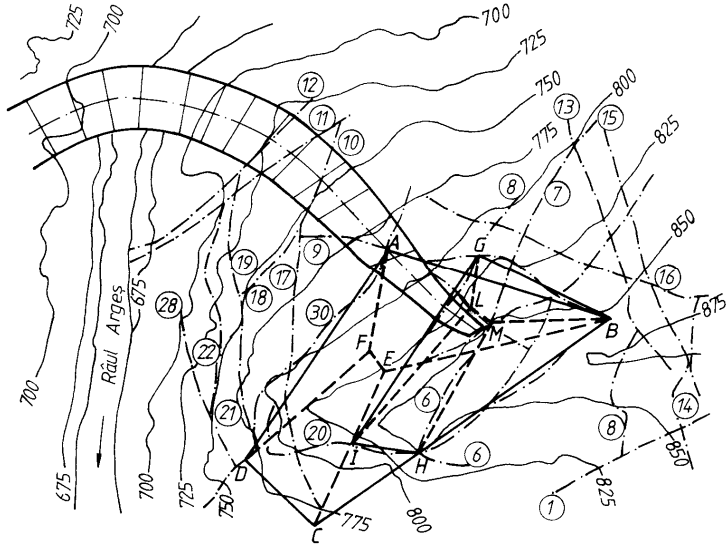


Fig. 7.61. Barajul Vidraru - vederea în plan a două mase de rocă de la malul stâng, potenţial în pericol de alunecare.

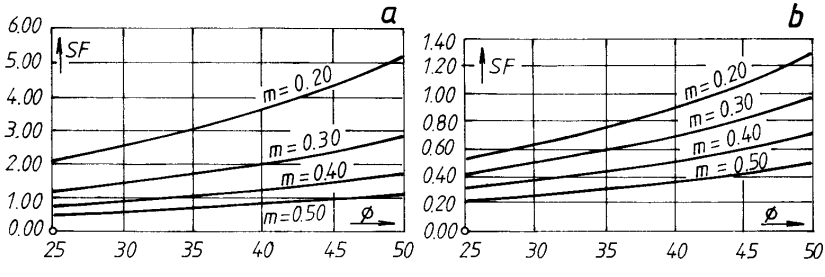


Fig. 7.62. Studiu parametric privind stabilitatea la alunecare a blocului ABCDEF: *a* - fără cutremur, *b* - cu considerarea acţiunii cutremurului maxim credibil; (*SF* - coeficient de siguranţă, *m* - coeficient de reducere a presiunilor interstiţiale, ϕ - unghi de frecare pe interfaţa pe care se produce alunecarea).

Studiile au relevat că aderenţa pe interfeţe (coeziune $c = 0{,}03$ MPa) are influenţe moderate asupra creşterii coeficienţilor de siguranţa la alunecare. În cazul acţiunii MCE blocul rămâne stabil numai dacă $m \le 0{,}08$ şi $\varphi \ge 30^0$ (m - coeficient

de reducere a presiunilor interstiţiale datorită infiltraţiilor din lac, considerat la nivelul normal de retenţie, φ - unghi de frecare pe interfaţa pe care se produce alunecarea). Ambii parametri *m* şi φ, au influenţe importante asupra stabilităţii la alunecare. Voalul de etanşare şi reţeaua de drenaj din fundaţia barajului au un rol esenţial în menţinerea parametrului *m* la valori scăzute şi deci în reducerea riscului de producere a unor alunecări în versanţi în zona naşterilor barajului.

7.5. Măsuri constructive antiseismice la barajele de beton

7.5.1. Măsuri constructive generale

Măsurile constructive antiseismice generale sunt aplicabile la toate tipurile de baraje. În această categorie, de importanţă fundamentală sunt aspectele fizice ale amplasamentului, respectiv caracteristicile lui morfologice, geologice, geotehnice.

În practică s-a demonstrat că forme particulare ale canionului pot amplifica vibraţiile seismice sau să le facă asimetrice. Răspunsul seismic în secţiunea văii poate fi estimat calitativ şi uneori o asemenea analiză ar putea ajuta la amplasarea în plan a construcţiei. Cazul barajului Pacoima, unde acceleraţii foarte mari au fost înregistrate la malul stâng ilustrează posibilitatea producerii unor avarii în structura barajului sau la naşterile ei datorită unor configuraţii topografice particulare.

Viteza finită de propagare a undelor seismice poate avea efecte semnificative asupra răspunsului seismic al structurilor desfăşurate pe suprafeţe mari din cauza nesincronismului acţiunii undelor în fundaţia construcţiei. De asemenea, faliile, discontinuităţile, anizotropiile, mediile neomogene existente în masivul de rocă aduc modificări de frecvenţe şi amplitudini ale semnalului seismic între focar şi amplasamentul construcţiei. Două proceduri de stabilire a poziţiei barajului (în special baraj arcuit) în lungul canionului astfel încât să recepţioneze o cantitate cât mai mică de energie din cea existentă în undele P, SV, SH şi Rayleigh, propagate din focar sunt descrise în lucrarea [61]. În figura 7.63 sunt exemplificate două poziţionări ale unui baraj arcuit şi analizate din punct de vedere al cantităţii de energie recepţionate: unghiul de incidenţă θ este unghiul dintre axa verticală (z) şi dreapta care uneşte focarul cu punctul unde se calculează energia, iar unghiul de direcţie φ este unghiul măsurat în sens trigonometric dintre axa orizontală pozitivă a barajului (X) şi planul vertical de propagare. Raportul energetic între poziţia favorabilă şi nefavorabilă este de 1:4. Undele SV (verticale de forfecare) influenţează în cea mai mare măsură răspunsul barajului.

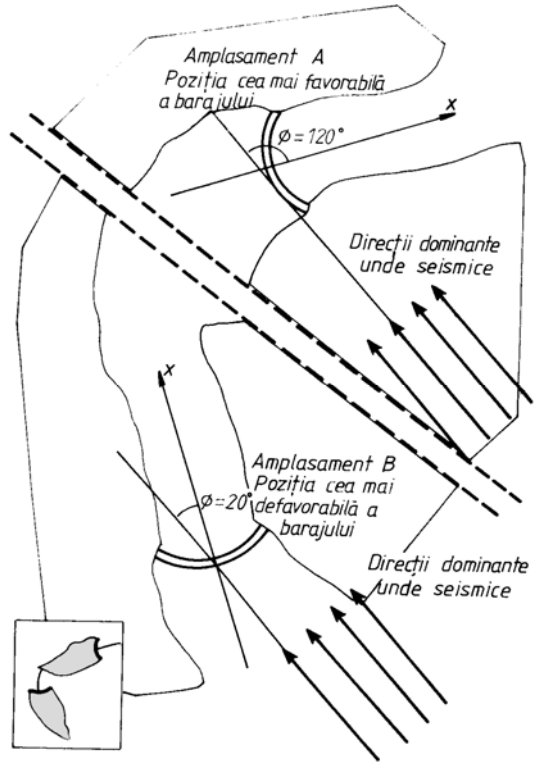


Fig. 7.63. Exemplificare privind poziţia barajului şi cantitatea de energie recepţionată de la undele seismice [61].

O atenţie specială trebuie acordată schimbărilor bruşte ale condiţiilor geologice din amplasament, cum sunt de exemplu formaţiuni diferite pe versanţii canionului. Încărcările seismice oscilatorii ar putea afecta nefavorabil interacţiunea barajului cu sistemul de rosturi a rocii din fundaţie şi în consecinţă fundaţia ar putea necesita tratări speciale prin excavaţii mai adânci sau injecţii de consolidare mai intense şi drenaje. Prezenţa în fundaţie a unor zone de forfecare, de obicei umplute cu materiale slabe mărunte, ar putea necesita realizarea unor pinteni în scară care trebuie calculaţi la încărcările din cutremur. Formaţiunile de rocă sedimentară slabă ar putea necesita ca măsură suplimentară de siguranţă realizarea unor galerii de drenaj şi inspecţie [62].

În general, amplasamentele cu discontinuităţi geologice marcante sau care morfologic prezintă condiţii sever asimetrice între cei doi versanţi trebuie evitate. G. Oberti [63] insistă asupra pericolului prezentat de existenţa faliilor geologice care traversează amplasamentul. El recomandă realizarea unor rosturi permanente în structură în dreptul faliilor, pentru a evita efectele de fisurare-forfecare a corpului barajului produse de mişcările diferenţiate de pe falii.

Calitatea ridicată a lucrărilor de execuţie este o măsură generală care se impune în mod special pentru barajele realizate în zone seismice. Zonele mai slabe din structură cum sunt contactul beton-rocă, rosturile orizontale de lucru trebuie

tratate cu multă atenţie, ele constituind zone sensibile de unde se pot amorsa fisuri de natură seismică.

7.5.2. Măsuri constructive specifice pe tipuri de baraje

Performanţele seismice ale barajelor de beton, în special ale celor arcuite au fost excelente după cum s-au prezentat în paragraful 7.3. Unele măsuri constructive diferenţiate pe tipuri de baraje trebuie avute totuşi în vedere pentru barajele de beton realizate în zone cu seismicitate ridicată.

În cazul barajelor de greutate trebuie avute în vedere măsuri ca (fig. 7.64,*a*):

– limitarea la strictul necesar a golurilor şi discontinuităţilor din corpul barajului; galeriile vor avea forme rotunjite, pentru a limita pericolul concentrărilor de eforturi şi vor fi armate pe contur;

– evitarea modificărilor bruşte de pantă la cele două paramente;

– creşterea grosimii la coronament pentru a reduce riscul de străpungere prin fisurare;

– prevederea şi întreţinerea corespunzătoare pe parcursul exploatării a unui sistem de drenaj eficient în fundaţia şi corpul barajului;

– coborârea centrului de greutate în profil transversal prin adaptări adecvate, pentru a diminua efectul de balansare.

În cazul barajelor cu contraforţi se extind măsurile constructive care au fost deja prezentate pentru barajele de greutate. În plus trebuie avut în vedere că barajele cu contraforţi sunt în particular sensibile la cutremurele orientate paralel cu axa barajului. În consecinţă măsurile constructive speciale au scopul să îmbunătăţească stabilitatea transversală a contraforţilor (în general rigiditatea pe direcţie logitudinală a barajului). În figura 7.64,*b* sunt schiţate unele măsuri de acest tip ca:

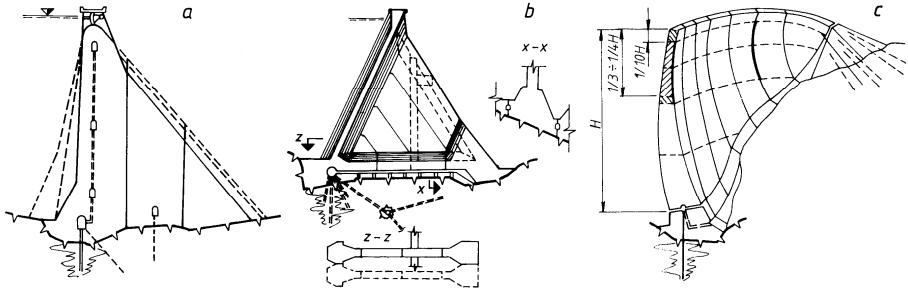


Fig. 7.64. Schema unor măsuri constructive antiseismice diferenţiate pe tipuri de baraje de beton: *a* - baraje de greutate, *b* - baraje cu contraforţi, *c* - baraje arcuite.

– închiderea contraforţilor în aval;

– fundarea pe tălpi joantive independente;

– prevederea unor butoni joantivi la piciorul aval al contraforţilor, dez–voltaţi pe o cotă parte din înălţimea lor;

– realizarea de contraforţi cu pereţi dubli (casetarea contraforţilor);

– prevederea unor diafragme verticale sau grinzi orizontale între contra–forţi pentru rigidizarea lor longitudinală;

– închiderea barajului la versanţi cu profile clasice de greutate.

Masurile constructive antiseismice pentru barajele arcuite sunt următoarele (fig. 7.64,*c*):

– realizarea unei structuri regulate cu geometrie armonioasă (simetria structurală este de dorit dar nu esenţială);

– menţinerea unei încărcări continue în lungul fundaţiei, prin profilarea fundaţiei (excavarea proeminenţelor) şi utilizarea unor betoane pentru umplerea depresiunilor sau cavităţilor, dacă este necesar;

– limitarea raportului L_c / H (L_c - lungimea la coronament, H - înălţimea barajului) pentru reducerea distorsiunilor în răspunsul seismic al barajului provocate de modurile proprii superioare;

– creşterea grosimii la coronament pentru reducerea riscului de stră–pungere prin fisurare;

– minimizarea masei în zona superioară a barajului;

– creşterea capacităţilor disipative prin măsuri adecvate.

O soluţie interesantă de creştere a capacităţilor disipative se bazează pe se–lectarea unui număr limitat (3...4) de rosturi verticale de contracţie din câmpul supe–rior de injecţii al barajului, care rămân neinjectate şi monolitizarea barajului cu o centură de beton armat la nivelul coronamentului cu capacitate superioară de ducti–litate. O asemenea soluţie a fost analizată numeric, comparativ cu una clasică mono–lită pe structura barajului Vidraru (fig. 7.65), rezultând cu claritate avantajele ei [64].

Centura de beton armat se încarcă cu eforturi relativ mari, protejând restul structurii. Deplasările relative între feţele rosturilor rămase neinjectate atrag o parte din energia cutremurului pentru învingerea forţelor de frecare din rosturi. În schimb, varianta cu rosturi neinjectate dar fără centură la coronament (fig. 7.65,*c*) a fost de la început eliminată deoarece a condus la supraîncărcarea excesivă a consolelor [3].

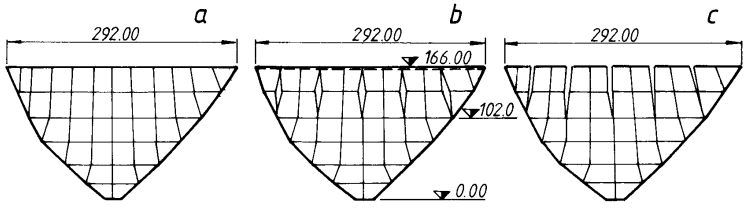


Fig. 7.65. Variante de injectare a rosturilor, analizate pe structura barajului Vidraru: *a* - complet injectate, *b* - parţial injectate cu centură de rigidizare, *c* - parţial injectate fără centură de rigidizare.

7.6. Comportarea la cutremur a barajelor din umpluturi

7.6.1. Baraje de piatră

Multe baraje de pământ sau baraje pentru depozitarea deşeurilor au fost distruse sau grav avariate în urma acţiunii unor cutremure.

În contrast, nici un baraj de piatră solicitat de cutremure nu a suferit avarii care să necesite scoaterea lui din funcţiune. Numeroase baraje de piatră au suportat cutremure de mare intensitate fără a se înregistra avarii sau distrugeri notabile. Aceste date confirmă rezistenţa deosebită a acestor structuri la acţiunea cutremurelor.

Barajul Ambuklao (H =130 m, insula Luzon-Filipine) este un baraj din anrocamente aruncate cu nucleu central din material argilos intrat în exploatare în 1956 (fig. 7.66). Un puternic cutremur cu magnitudinea $M = 7{,}7$ cu epicentrul la 80 km de amplasamentul barajului s-a produs în 16 Iulie 1990. Cutremurul a afectat o suprafaţă de 20000 mile pătrate. Cel puţin 1700 persoane au fost omorâte şi circa 1000 au dispărut. La data cutremurului lacul se găsea la cota nivelului normal de retenţie El. 725 m. Urmare a avariilor suferite de baraj în urma cutremurului, în următoarele 19 zile după cutremur, nivelul în lac a fost coborât şi lacul a fost exploatat cu restricţii de nivel, la cota El. 642,5 m. Barajul a avut deplasări permanente orizontale de circa 1 m spre amonte şi tasări maxime la coronament de 1,10 m. Descărcătorul de tip canal frontal a suferit de asemenea deplasări permanente şi deschiderea unui rost de contracţie până la circa 50 cm. Numeroase fisuri longitudinale au fost observate la partea superioară a prismului amonte. Ele au putut fi cauzate de tasările prismului amonte în timpul cutremurului. Fisuri similare au fost probabil şi în zona superioară a prismului aval.

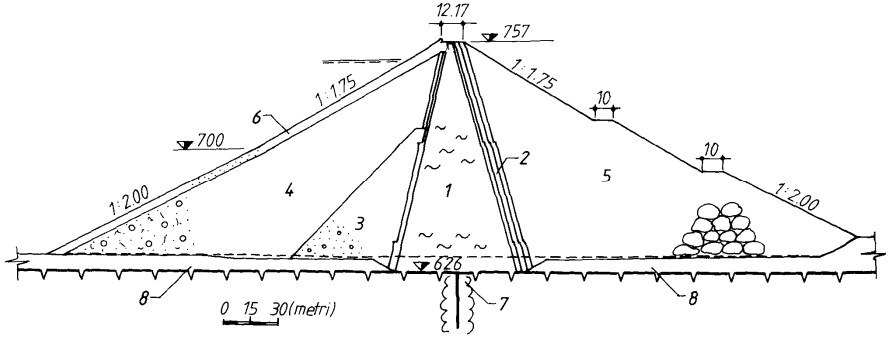


Fig. 7.66. Barajul Ambuklao - profil transversal în zona de înălţime maximă: *1* - nucleu argilos, *2* - filtru invers, *3* - nisip şi pietriş de carieră, *4* - material de carieră cu pietriş predominant, *5* - material de carieră cu blocuri de piatră predominante, *6* - rip rap, *7* - voal de etanşare cu adâncimea de 92 m, *8* - pietriş natural.

Accesul apei în turbinele centralei hidroelectrice a fost blocat cu buşteni şi crengi, iar intrarea în conducta prizei de apă a centralei a fost îngropată sub circa 6 m grosime de sedimente din lac. Acestea au provenit dintr-o alunecare sub apă. Acceleraţia maximă a cutremurului în amplasamentul barajului a fost estimată la 0,60...0,65 g.

În aria de devastare a cutremurului din insula Luzon-Filipine din 16 Iulie 1990, care a fost descris mai înainte s-a găsit şi barajul Binga. Acesta este un baraj cu înălţimea maximă de 102 m din anrocamente aruncate şi cu nucleu de argilă foarte înclinat (fig. 7.67). Zonele de anrocamente din vecinătatea nucleului înclinat au fost compactate pe ambele feţe. Barajul a intrat în exploatare în 1960. La data cutremurului nivelul în lac se găsea la El. 575, corespunzând cotei nivelului normal de retenţie. Urmare a cutremurului, nivelul în lac a fost coborât rapid într-un ritm de mai mulţi metri pe zi pentru a se atinge El. 555 pentru inspecţia după cutremur a barajului. Rata ridicată de coborâre a nivelului în lac a contribuit probabil la unele avarii în lungul feţei amonte a coronamentului barajului. În această zonă au fost identificate mai multe crăpături şi fisuri longitudinale. În zona de înălţime maximă a barajului lungimea crăpăturilor a atins 100 m, iar deschiderea lor 30 cm. Cauza crăpăturilor şi fisurilor a fost atribuită unor alunecări ale anrocamentelor din prismul amonte în lungul feţei amonte a nucleului, din cauza forţelor de inerţie induse de cutremur, dar posibil şi ca un rezultat al ratei ridicate de golire a lacului.

Alte avarii mai puţin importante de la coronamentul barajului, s-a considerat că s-au datorat unor cauze combinate, după cum urmează:

– tasări ale prismelor de anrocamente care au indus fisuri longitudinale pe amândouă laturile coronamentului, amonte şi aval;

– eforturi de întindere cauzate de tasările diferenţiate incluse de schim–bările de geometrie în fundaţia barajului la umărul-mal drept, care au produs fisuri diagonale pe coronament;

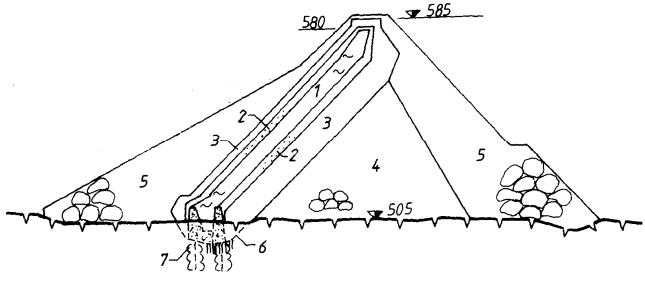


Fig. 7.67. Barajul Binga - profil transversal în zona de înălţime maximă: *1* - nucleu din material argilos compactat, *2* - filtru invers, *3* - anrocamente compactate, *4* - anrocamente cu dimensiuni mai mari, *5* - anrocamente aruncate, *6* - zonă consolidată prin injecţii, *7* - voal de etanşare.

– tasarea umpluturii cauzând eforturi de întindere la contactul cu descărcătorul de tip canal frontal, care au produs fisuri transversale pe coronament.

Crăpăturile şi fisurile observate nu puneau în pericol siguranţa imediată a barajului dar s-a recomandat totuşi remedierea lor.

Barajul Cogoti (H = 83,3 m, Chile) este un baraj din anrocamente aruncate cu etanşarea pe paramentul amonte cu dale de beton armat, care a intrat în exploatare în 1938 (fig. 7.68). În 1943 în zonă s-a produs un cutremur violent cu magnitudinea M = 7,9 . Amplasamentul barajului s-a situat la o distanţă de 95 km de focar. Nivelul în lac în timpul cutremurului se crede că a fost în zona nivelului normal de retenţie. Principalul efect observat după cutremur a fost tasarea corpului barajului cu 42 cm. Este interesant de remarcat că tasarea bruscă indusă de cutremur a fost egală cu tasarea maximă observată în cei 4,5 ani anteriori trecuţi de la intrarea în serviciu a barajului. Alunecări minore de rocă s-au produs de asemenea pe paramentul aval al barajului. Nici o modificare semnificativă a infil–traţiilor prin corpul barajului nu a fost constatată ca rezultat al cutremurului. Unele infiltraţii au fost observate încă de la prima umplere a lacului, dar ele s-au corelat cu nivelul apei în lac şi s-au produs mai probabil prin umerii şi fundaţia barajului decât prin corpul lui (fig. 7.69).

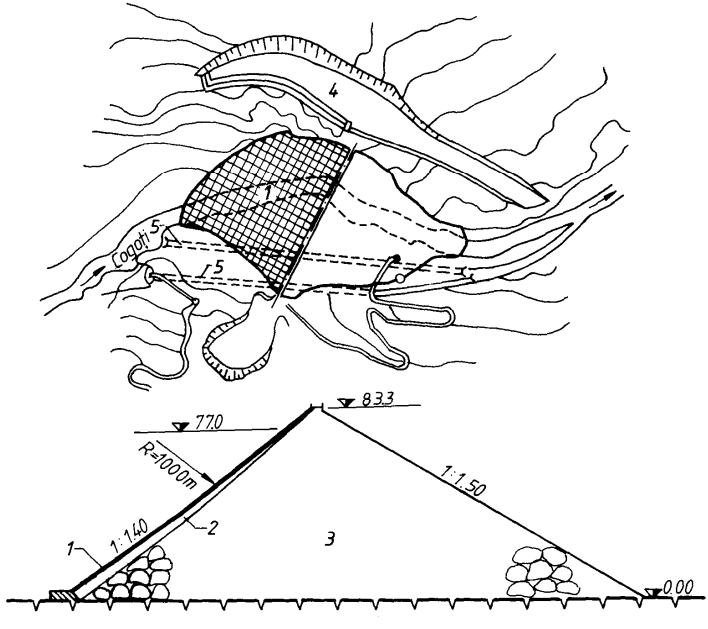


Fig. 7.68. Barajul Cogoti - vedere în plan şi secţiune transversală: *1* - mască din beton armat, *2* - blocuri de piatră aşezate manual, *3* - anrocamente aruncate, *4* - descărcător de ape mari, *5* - goliri de fund şi galerii de deviere.

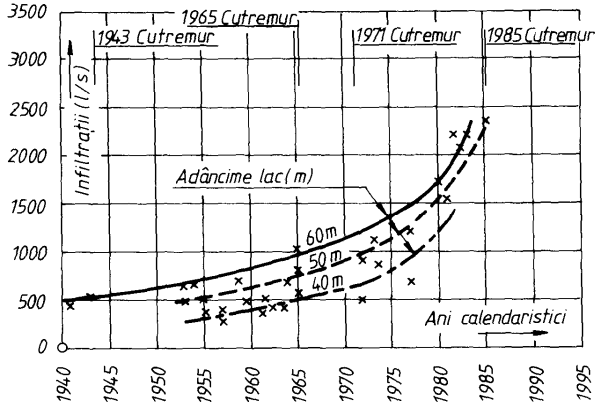


Fig. 7.69. Barajul Cogoti - variaţia infiltraţiilor în funcţie de nivelul lacului.

Barajul a continuat să se taseze după cutremurul din 1943. În timp, el a mai fost solicitat de trei cutremure importante în 1965 ($M = 7{,}1$), 1971 ($M = 7{,}5$) şi 1985 ($M = 7{,}7$), dar focarele acestor cutremure s-au situat la distanţe de peste 165 km de baraj şi ele nu au indus tasări notabile (fig. 7.70). Totuşi, în 1971 deşi lacul era gol, cutremurul a provocat fisurări longitudinale la coronamentul barajului şi unele dizlocări de rocă în lungul paramentului aval.

Deşi anrocamentele în corpul barajului Cogoti au fost puse în operă cu o tehnologie astăzi depăşită, tasările corpului barajului nu au produs vreo avarie etanşării de pe paramentul amonte cu dale din beton armat cu dimensiuni medii de $10 \cdot 10\ \text{m}^2$. Comportarea barajului confirmă părerea că barajele de piatră cu plăci din beton armat au capacităţi excelente de a rezista fără avarii semnificative unor cutremure de mare intensitate.

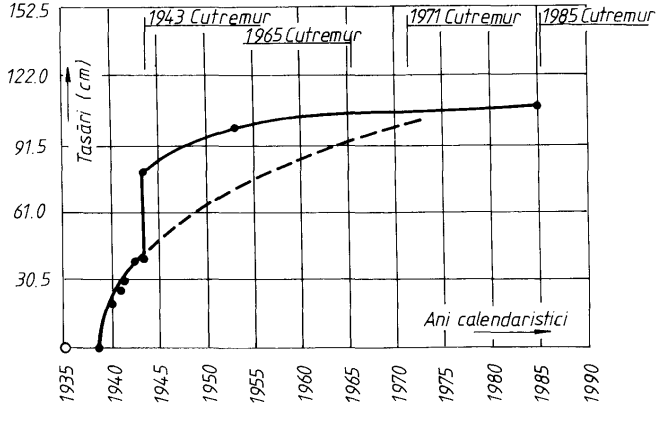


Fig. 7.70. Barajul Cogoti - evoluţia în timp a tasărilor la coronament.

Barajul La Villita ($H = 60$ m, Mexico) este un baraj din piatră şi pământ intrat în exploatare în 1967. Barajul este fundat pe un depozit aluvionar cu grosime maximă de 90 m alcătuit în principal din nisip necimentat şi pietriş (fig. 7.71). Datorită acestei particularităţi caracteristicile dinamice ale barajului au fost găsite similare cu ale unui baraj de anrocamente înalt de 150 m fundat pe rocă stâncoasă. În 19 Septembrie 1985 în zonă s-a produs un cutremur violent $M = 8{,}1$, având epicentrul şocului principal la o distanţă de numai 25 km de amplasamentul barajului. Barajul a fost solicitat circa 60 de secunde de mişcări seismice puternice care au fost înregistrate atât în amplasament, cât şi pe baraj (fig. 7.72). Pe coronament, în centrul barajului acceleraţia maximă înregistrată pe orizontală a fost de 0,45 g, iar la nivelul rocii de bază 0,13 g. Barajul a suferit fisurări, dizlocări. Totuşi siguranţa lui generală nu a fost ameninţată.

Două sisteme principale de fisuri longitudinale s-au produs în zona coronamentului (fig. 7.73). Cauza lor probabilă a fost tasarea diferenţiată dintre nucleu şi zonele adiacente de filtre. Fisura cea mai lungă a avut circa 310 m lungime cu deschideri de până la 5 cm, dar adâncimea ei nu a depăşit 1,50 m.

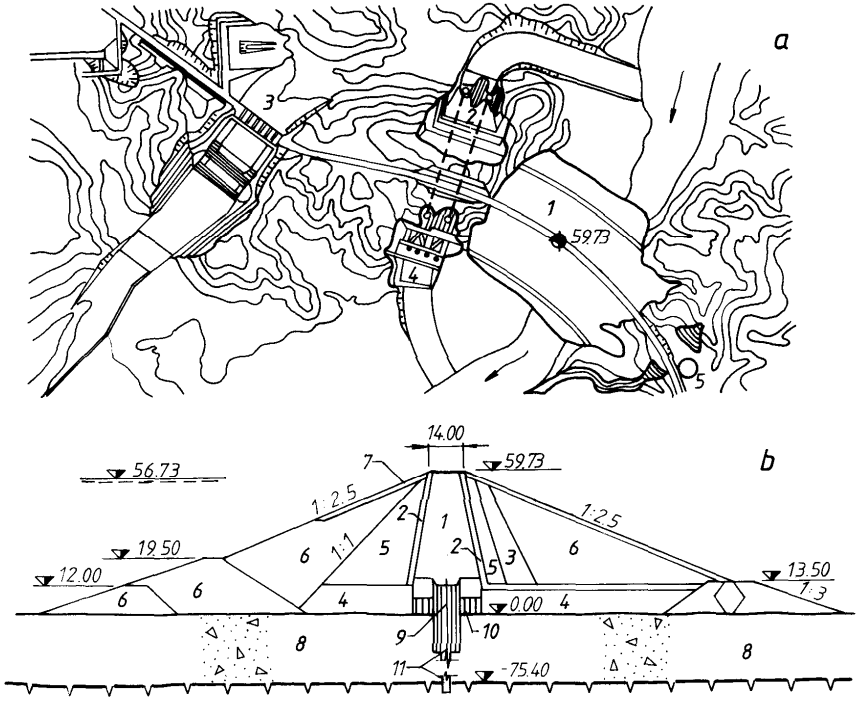


Fig. 7.71. Barajul La Villita: *a* - vedere în plan: *1* - baraj, *2* - prize de apă, *3* - descărcător, *4* - centrală hidroelectrică, *5* - priză pentru irigaţii; *b* - secţiune transversală: *1* - nucleu de argilă compactată, *2* - filtre inverse, *3* - nisip şi pietriş sortat, *4* - nisip şi pietriş aruncat, *5* - nisip şi pietriş compactat, *6* - anrocamente, *7* - rip rap, *8* - aluviuni, *9* - voal de etanşare, *10* - injecţii de consolidare, *11* - perete mulat din beton.

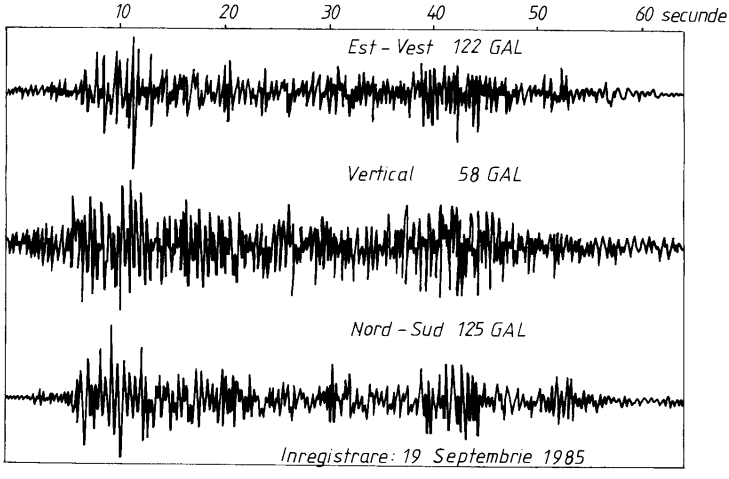


Fig. 7.72. Accelerograme ale cutremurului Michoacan-Mexico, 19.09.1985 înregistrate pe rocă în amplasamentul barajului La Villita.

De asemenea, barajul a suferit tasări, care au ajuns la 45 cm în zona centrală şi umflări laterale de până la 10 cm spre aval şi 16,5 cm spre amonte. Numeroase tuburi piezometrice amplasate în baraj şi-au păstrat poziţia dar pereţii lor de protecţie din beton s-au tasat odată cu barajul. Cu toate avariile de la baraj, centrala hidroelectrică şi alte amenajări auxiliare (descărcători, stavile, echipa–mente mecanice şi electrice) nu au fost afectate de cutremur şi au putut fi exploatate normal.

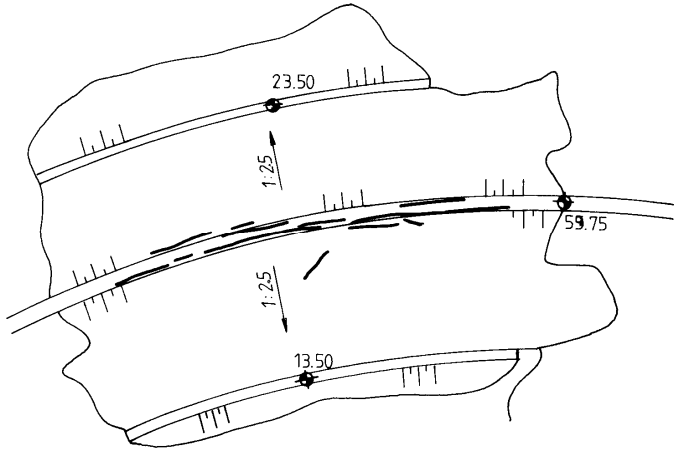


Fig. 7.73. Fisuri la barajul La Villita provocate de cutremurul din 19.09.1985.

De remarcat că acest baraj a mai fost solicitat de cutremure importante în 1975, 1979 ($M = 7{,}6$) şi 1981 ($M = 7{,}3$), tasările maxime ale barajului, produse de aceste cutremure fiind de 2 cm, 4,5 cm şi respectiv 14 cm. Amplasamentul barajului fiind caracterizat de o înaltă seismicitate, desigur că şi în viitor se vor produce cutremure. Ar fi interesant de observat dacă creşterile progresive ale tasărilor suferite de baraj în urma cutremurelor succesive au fost întâmplătoare sau au rezultat din procesul de îmbătrânire a barajului şi a slăbirii progresive a materialelor din cauza solicitărilor ciclice repetate [62].

7.6.2. Baraje de pământ

Numeroase baraje de pământ au fost avariate de-a lungul timpului din cauza acţiunii cutremurelor. Exemplificări ale unor asemenea evenimente sunt prezentate în lucrările [3], [62], [65] şi altele. Aici în continuare vor fi selectate şi comentate numai câteva dintre accidentele cele mai reprezentative.

Din punct de vedere al comportării la cutremur, barajele de pământ pot fi împărţite în două categorii în funcţie de materialele care le alcătuiesc. Barajele din pământuri argiloase sau materiale grosiere dense (aluviuni cu pietriş) sau realizate pe terenuri de fundare din aceleaşi materiale, care îşi modifică puţin rezistenţa datorită solicitărilor seismice ciclice au arătat o comportare foarte bună la acţiunea cutremurelor, comportarea lor fiind comparabilă cu cea a barajelor de piatră descrisă la punctul 7.6.1. Barajele din materiale nisipoase saturate afânate sau construite pe terenuri de fundare din aceiaşi categorie, care îşi pierd substanţial rezistenţa şi se pot lichefia din cauza solicitărilor seismice ciclice au suferit frecvent accidente grave şi chiar ruperi provocate de cutremure.

Barajul Hebgen ($H = 34{,}50$ m, SUA) este o structură de pământ şi piatră etanşată cu o diafragmă de beton, construit în perioada 1909-1914 (fig. 7.74). În august 1959 în zonă s-a produs un cutremur violent ($M = 7{,}7$), care în amplasamentul barajului a avut acceleraţii orizontale maxime estimate la 0,4 g.

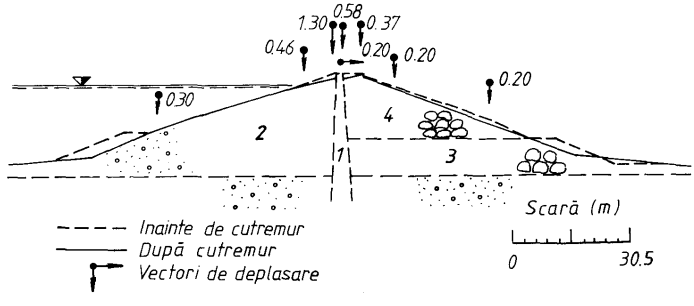


Fig. 7.74. Barajul Hebgen - secţiune transversală cu ilustrarea tasărilor produse de cutremurul din 1959: *1* - diafragmă din beton, *2* - umplutură din pământ, *3* - anrocamente slabe, *4* - anrocamente şi pământ.

7.6. Comportarea la cutremur a barajelor din umpluturi

7.6.1. Baraje de piatră

Multe baraje de pământ sau baraje pentru depozitarea deşeurilor au fost distruse sau grav avariate în urma acţiunii unor cutremure.

În contrast, nici un baraj de piatră solicitat de cutremure nu a suferit avarii care să necesite scoaterea lui din funcţiune. Numeroase baraje de piatră au suportat cutremure de mare intensitate fără a se înregistra avarii sau distrugeri notabile. Aceste date confirmă rezistenţa deosebită a acestor structuri la acţiunea cutremurelor.

Barajul Ambuklao (H =130 m, insula Luzon-Filipine) este un baraj din anrocamente aruncate cu nucleu central din material argilos intrat în exploatare în 1956 (fig. 7.66). Un puternic cutremur cu magnitudinea M = 7,7 cu epicentrul la 80 km de amplasamentul barajului s-a produs în 16 Iulie 1990. Cutremurul a afectat o suprafaţă de 20000 mile pătrate. Cel puţin 1700 persoane au fost omorâte şi circa 1000 au dispărut. La data cutremurului lacul se găsea la cota nivelului normal de retenţie El. 725 m. Urmare a avariilor suferite de baraj în urma cutremurului, în următoarele 19 zile după cutremur, nivelul în lac a fost coborât şi lacul a fost exploatat cu restricţii de nivel, la cota El. 642,5 m. Barajul a avut deplasări permanente orizontale de circa 1 m spre amonte şi tasări maxime la coronament de 1,10 m. Descărcătorul de tip canal frontal a suferit de asemenea deplasări permanente şi deschiderea unui rost de contracţie până la circa 50 cm. Numeroase fisuri longitudinale au fost observate la partea superioară a prismului amonte. Ele au putut fi cauzate de tasările prismului amonte în timpul cutremurului. Fisuri similare au fost probabil şi în zona superioară a prismului aval.

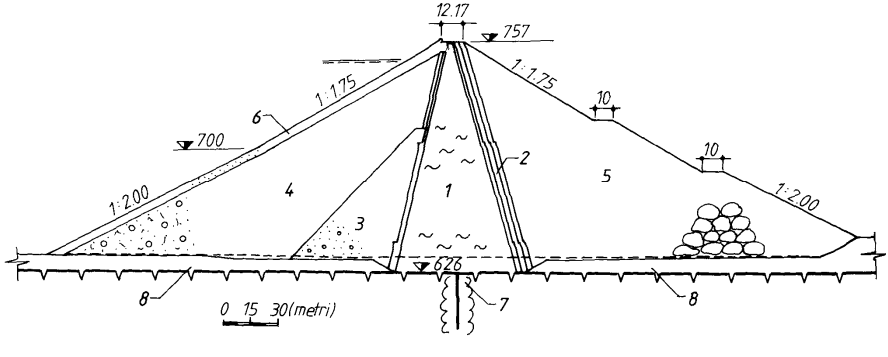


Fig. 7.66. Barajul Ambuklao - profil transversal în zona de înălţime maximă: *1* - nucleu argilos, *2* - filtru invers, *3* - nisip şi pietriş de carieră, *4* - material de carieră cu pietriş predominant,

5 - material de carieră cu blocuri de piatră predominante, *6* - rip rap, *7* - voal de etanşare cu adâncimea de 92 m, *8* - pietriş natural.

Accesul apei în turbinele centralei hidroelectrice a fost blocat cu buşteni şi crengi, iar intrarea în conducta prizei de apă a centralei a fost îngropată sub circa 6 m grosime de sedimente din lac. Acestea au provenit dintr-o alunecare sub apă. Acceleraţia maximă a cutremurului în amplasamentul barajului a fost estimată la 0,60...0,65 g.

În aria de devastare a cutremurului din insula Luzon-Filipine din 16 Iulie 1990, care a fost descris mai înainte s-a găsit şi barajul Binga. Acesta este un baraj cu înălţimea maximă de 102 m din anrocamente aruncate şi cu nucleu de argilă foarte înclinat (fig. 7.67). Zonele de anrocamente din vecinătatea nucleului înclinat au fost compactate pe ambele feţe. Barajul a intrat în exploatare în 1960. La data cutremurului nivelul în lac se găsea la El. 575, corespunzând cotei nivelului normal de retenţie. Urmare a cutremurului, nivelul în lac a fost coborât rapid într-un ritm de mai mulţi metri pe zi pentru a se atinge El. 555 pentru inspecţia după cutremur a barajului. Rata ridicată de coborâre a nivelului în lac a contribuit probabil la unele avarii în lungul feţei amonte a coronamentului barajului. În această zonă au fost identificate mai multe crăpături şi fisuri longitudinale. În zona de înălţime maximă a barajului lungimea crăpăturilor a atins 100 m, iar deschiderea lor 30 cm. Cauza crăpăturilor şi fisurilor a fost atribuită unor alunecări ale anrocamentelor din prismul amonte în lungul feţei amonte a nucleului, din cauza forţelor de inerţie induse de cutremur, dar posibil şi ca un rezultat al ratei ridicate de golire a lacului.

Alte avarii mai puţin importante de la coronamentul barajului, s-a considerat că s-au datorat unor cauze combinate, după cum urmează:

– tasări ale prismelor de anrocamente care au indus fisuri longitudinale pe amândouă laturile coronamentului, amonte şi aval;

– eforturi de întindere cauzate de tasările diferenţiate incluse de schim–bările de geometrie în fundaţia barajului la umărul-mal drept, care au produs fisuri diagonale pe coronament;

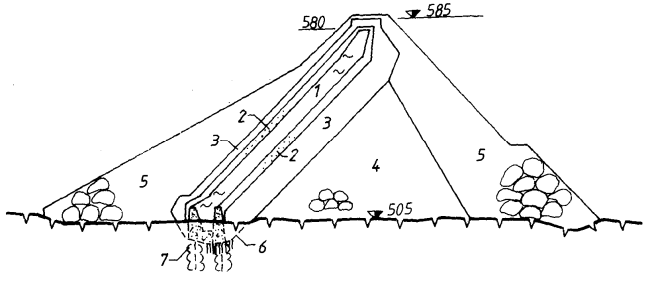


Fig. 7.67. Barajul Binga - profil transversal în zona de înălţime maximă: *1* - nucleu din material argilos compactat, *2* - filtru invers, *3* - anrocamente compactate, *4* - anrocamente cu dimensiuni mai mari, *5* - anrocamente aruncate, *6* - zonă consolidată prin injecţii, *7* - voal de etanşare.

– tasarea umpluturii cauzând eforturi de întindere la contactul cu descărcătorul de tip canal frontal, care au produs fisuri transversale pe coronament.

Crăpăturile şi fisurile observate nu puneau în pericol siguranţa imediată a barajului dar s-a recomandat totuşi remedierea lor.

Barajul Cogoti (H = 83,3 m, Chile) este un baraj din anrocamente aruncate cu etanşarea pe paramentul amonte cu dale de beton armat, care a intrat în exploatare în 1938 (fig. 7.68). În 1943 în zonă s-a produs un cutremur violent cu magnitudinea M = 7,9 . Amplasamentul barajului s-a situat la o distanţă de 95 km de focar. Nivelul în lac în timpul cutremurului se crede că a fost în zona nivelului normal de retenţie. Principalul efect observat după cutremur a fost tasarea corpului barajului cu 42 cm. Este interesant de remarcat că tasarea bruscă indusă de cutremur a fost egală cu tasarea maximă observată în cei 4,5 ani anteriori trecuţi de la intrarea în serviciu a barajului. Alunecări minore de rocă s-au produs de asemenea pe paramentul aval al barajului. Nici o modificare semnificativă a infil–traţiilor prin corpul barajului nu a fost constatată ca rezultat al cutremurului. Unele infiltraţii au fost observate încă de la prima umplere a lacului, dar ele s-au corelat cu nivelul apei în lac şi s-au produs mai probabil prin umerii şi fundaţia barajului decât prin corpul lui (fig. 7.69).

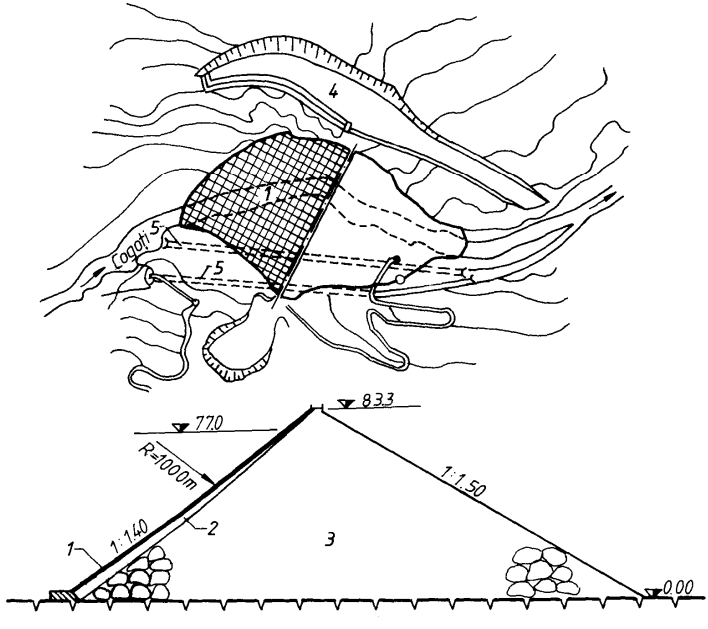


Fig. 7.68. Barajul Cogoti - vedere în plan şi secţiune transversală: *1* - mască din beton armat, *2* - blocuri de piatră aşezate manual, *3* - anrocamente aruncate, *4* - descărcător de ape mari, *5* - goliri de fund şi galerii de deviere.

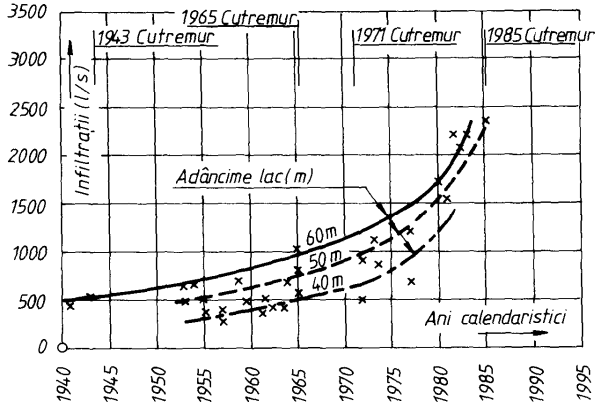


Fig. 7.69. Barajul Cogoti - variaţia infiltraţiilor în funcţie de nivelul lacului.

Barajul a continuat să se taseze după cutremurul din 1943. În timp, el a mai fost solicitat de trei cutremure importante în 1965 ($M = 7{,}1$), 1971 ($M = 7{,}5$) şi 1985 ($M = 7{,}7$), dar focarele acestor cutremure s-au situat la distanţe de peste 165 km de baraj şi ele nu au indus tasări notabile (fig. 7.70). Totuşi, în 1971 deşi lacul era gol, cutremurul a provocat fisurări longitudinale la coronamentul barajului şi unele dizlocări de rocă în lungul paramentului aval.

Deşi anrocamentele în corpul barajului Cogoti au fost puse în operă cu o tehnologie astăzi depăşită, tasările corpului barajului nu au produs vreo avarie etanşării de pe paramentul amonte cu dale din beton armat cu dimensiuni medii de $10 \cdot 10\ \text{m}^2$. Comportarea barajului confirmă părerea că barajele de piatră cu plăci din beton armat au capacităţi excelente de a rezista fără avarii semnificative unor cutremure de mare intensitate.

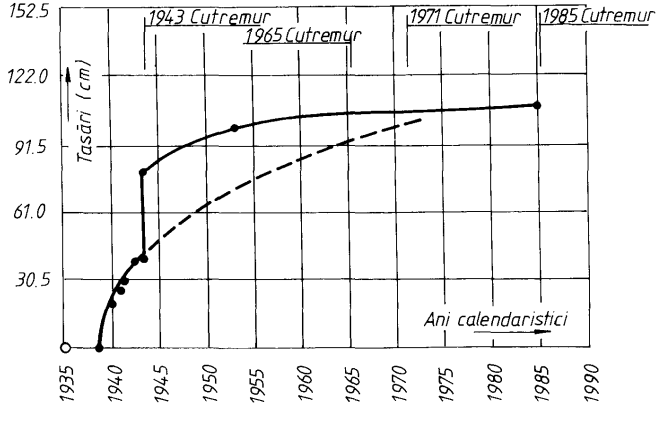


Fig. 7.70. Barajul Cogoti - evoluţia în timp a tasărilor la coronament.

Barajul La Villita ($H = 60$ m, Mexico) este un baraj din piatră şi pământ intrat în exploatare în 1967. Barajul este fundat pe un depozit aluvionar cu grosime maximă de 90 m alcătuit în principal din nisip necimentat şi pietriş (fig. 7.71). Datorită acestei particularităţi caracteristicile dinamice ale barajului au fost găsite similare cu ale unui baraj de anrocamente înalt de 150 m fundat pe rocă stâncoasă. În 19 Septembrie 1985 în zonă s-a produs un cutremur violent $M = 8{,}1$, având epicentrul şocului principal la o distanţă de numai 25 km de amplasamentul barajului. Barajul a fost solicitat circa 60 de secunde de mişcări seismice puternice care au fost înregistrate atât în amplasament, cât şi pe baraj (fig. 7.72). Pe coronament, în centrul barajului acceleraţia maximă înregistrată pe orizontală a fost de 0,45 g, iar la nivelul rocii de bază 0,13 g. Barajul a suferit fisurări, dizlocări. Totuşi siguranţa lui generală nu a fost ameninţată.

Două sisteme principale de fisuri longitudinale s-au produs în zona coronamentului (fig. 7.73). Cauza lor probabilă a fost tasarea diferenţiată dintre nucleu şi zonele adiacente de filtre. Fisura cea mai lungă a avut circa 310 m lungime cu deschideri de până la 5 cm, dar adâncimea ei nu a depăşit 1,50 m.

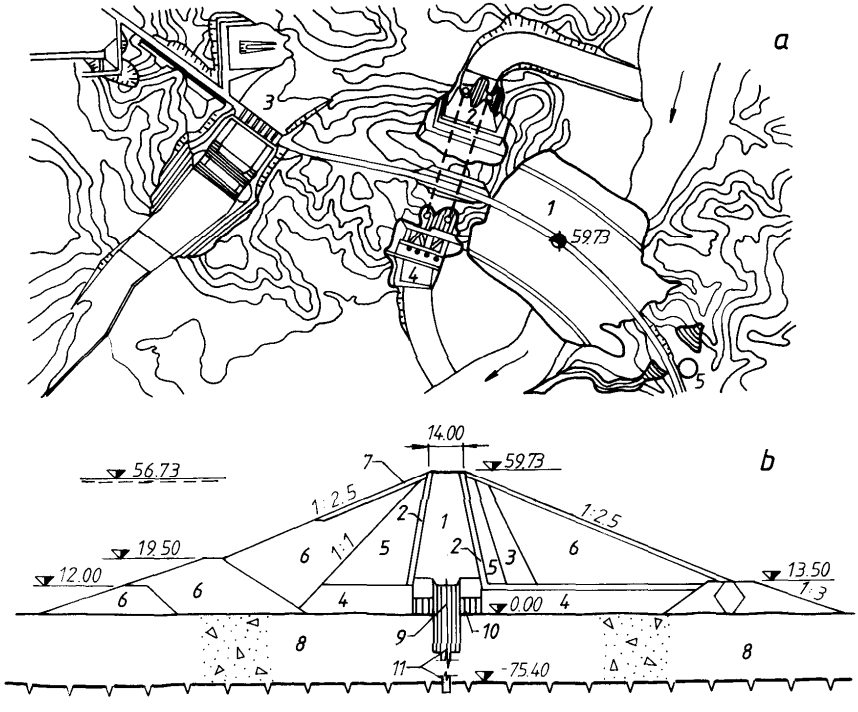


Fig. 7.71. Barajul La Villita: *a* - vedere în plan: *1* - baraj, *2* - prize de apă, *3* - descărcător, *4* - centrală hidroelectrică, *5* - priză pentru irigaţii; *b* - secţiune transversală: *1* - nucleu de argilă compactată, *2* - filtre inverse, *3* - nisip şi pietriş sortat, *4* - nisip şi pietriş aruncat, *5* - nisip şi pietriş compactat, *6* - anrocamente, *7* - rip rap, *8* - aluviuni, *9* - voal de etanşare, *10* - injecţii de consolidare, *11* - perete mulat din beton.

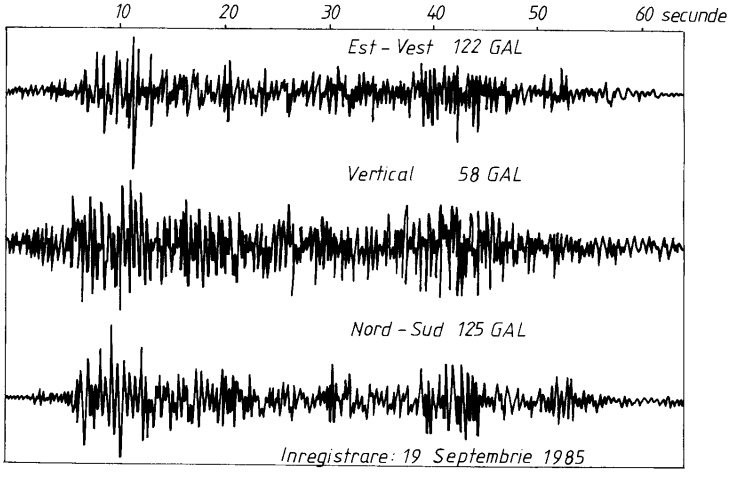


Fig. 7.72. Accelerograme ale cutremurului Michoacan-Mexico, 19.09.1985 înregistrate pe rocă în amplasamentul barajului La Villita.

De asemenea, barajul a suferit tasări, care au ajuns la 45 cm în zona centrală şi umflări laterale de până la 10 cm spre aval şi 16,5 cm spre amonte. Numeroase tuburi piezometrice amplasate în baraj şi-au păstrat poziţia dar pereţii lor de protecţie din beton s-au tasat odată cu barajul. Cu toate avariile de la baraj, centrala hidroelectrică şi alte amenajări auxiliare (descărcători, stavile, echipa–mente mecanice şi electrice) nu au fost afectate de cutremur şi au putut fi exploatate normal.

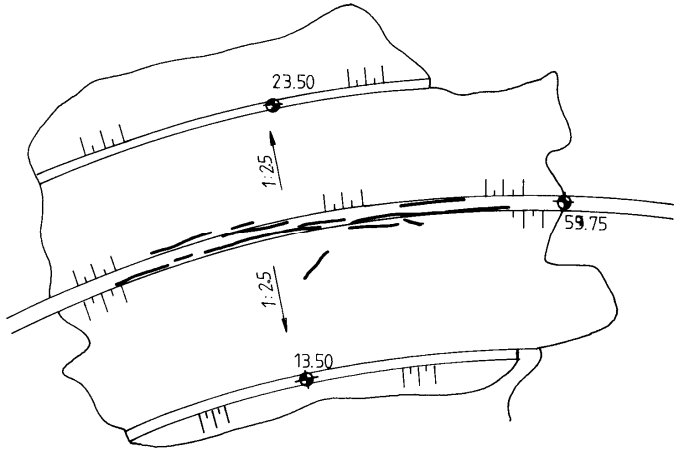


Fig. 7.73. Fisuri la barajul La Villita provocate de cutremurul din 19.09.1985.

De remarcat că acest baraj a mai fost solicitat de cutremure importante în 1975, 1979 ($M = 7{,}6$) şi 1981 ($M = 7{,}3$), tasările maxime ale barajului, produse de aceste cutremure fiind de 2 cm, 4,5 cm şi respectiv 14 cm. Amplasamentul barajului fiind caracterizat de o înaltă seismicitate, desigur că şi în viitor se vor produce cutremure. Ar fi interesant de observat dacă creşterile progresive ale tasărilor suferite de baraj în urma cutremurelor succesive au fost întâmplătoare sau au rezultat din procesul de îmbătrânire a barajului şi a slăbirii progresive a materialelor din cauza solicitărilor ciclice repetate [62].

7.6.2. Baraje de pământ

Numeroase baraje de pământ au fost avariate de-a lungul timpului din cauza acţiunii cutremurelor. Exemplificări ale unor asemenea evenimente sunt prezentate în lucrările [3], [62], [65] şi altele. Aici în continuare vor fi selectate şi comentate numai câteva dintre accidentele cele mai reprezentative.

Din punct de vedere al comportării la cutremur, barajele de pământ pot fi împărţite în două categorii în funcţie de materialele care le alcătuiesc. Barajele din pământuri argiloase sau materiale grosiere dense (aluviuni cu pietriş) sau realizate pe terenuri de fundare din aceleaşi materiale, care îşi modifică puţin rezistenţa datorită solicitărilor seismice ciclice au arătat o comportare foarte bună la acţiunea cutremurelor, comportarea lor fiind comparabilă cu cea a barajelor de piatră descrisă la punctul 7.6.1. Barajele din materiale nisipoase saturate afânate sau construite pe terenuri de fundare din aceiaşi categorie, care îşi pierd substanţial rezistenţa şi se pot lichefia din cauza solicitărilor seismice ciclice au suferit frecvent accidente grave şi chiar ruperi provocate de cutremure.

Barajul Hebgen ($H = 34{,}50$ m, SUA) este o structură de pământ şi piatră etanşată cu o diafragmă de beton, construit în perioada 1909-1914 (fig. 7.74). În august 1959 în zonă s-a produs un cutremur violent ($M = 7{,}7$), care în amplasamentul barajului a avut acceleraţii orizontale maxime estimate la 0,4 g.

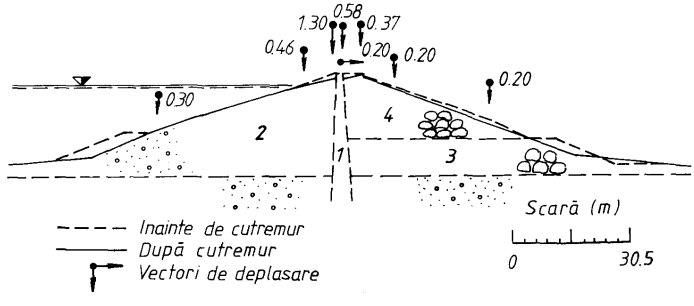


Fig. 7.74. Barajul Hebgen - secţiune transversală cu ilustrarea tasărilor produse de cutremurul din 1959: *1* - diafragmă din beton, *2* - umplutură din pământ, *3* - anrocamente slabe, *4* - anrocamente şi pământ.

Barajul a suferit tasări importante care au atins valori maxime de 84 cm la coronament şi deplasări spre aval de 24 cm. În corpul barajului au apărut fisuri, iar în diafragmă în zona superioară fisurile au avut până la 7 cm deschidere. Pe malurile lacului s-au produs alunecări de teren şi unde de seişe apărute la suprafaţa lacului au deversat de cel puţin patru ori peste coronamentul barajului cu o lamă de apă de circa 0,9 m.

Cele mai dezbătute în literatură au fost probabil avariile barajelor San Fernando (Van Norman) aval şi amonte (California, SUA), produse de cutremurul San Fernando din 9 Februarie 1971 (fig. 7.75). Barajul San Fernando-aval a avut 39 m înălţime peste un strat subţire de aluviuni pe care a fost fundat. El a fost construit în etape în perioada 1912-1930, în mare parte prin hidromecanizare. Cutremurul a fost înregistrat cu seismoscoape atât pe rocă la umărul barajului, cât şi pe coronament. Prelucrarea seismogramei înregistrate pe rocă în vecinătatea barajului a condus la obţinerea unei accelerograme cu vârfuri de 0,55...0,60 g şi cu durata şocului principal de circa 14 secunde. Şocul principal a fost continuat în următoarele 80 de secunde de 5 postşocuri. La circa 35 secunde după încheierea şocului principal se pare că s-a declanşat alunecarea majoră în prismul amonte al barajului, care a cuprins şi coronamentul pe o adâncime de 9 m. Nu s-a produs totuşi distrugerea barajului prin deversare (spălare), deoarece în momentul cutremurului nivelul apei în lac se găsea cu 10,50 m sub nivelul coronamentului. Cei 80000 de oameni aflaţi în primejdie care locuiau în aval de baraj au fost imediat evacuaţi şi nivelul în lac a fost coborât într-un ritm cât mai ridicat, dar care să nu inducă alte alunecări. O tăietură majoră a fost făcută în umplutură şi peste suprafaţa alunecată pentru a determina zona ruperii şi o hartă detaliată a fost realizată pentru a înţelege mecanismul de rupere. Concluzia a fost că ruperea a fost iniţiată prin lichefierea umpluturii de nisip sedimentat hidraulic de la partea inferioară a prismului amonte (zona haşurată din fig. 7.76).

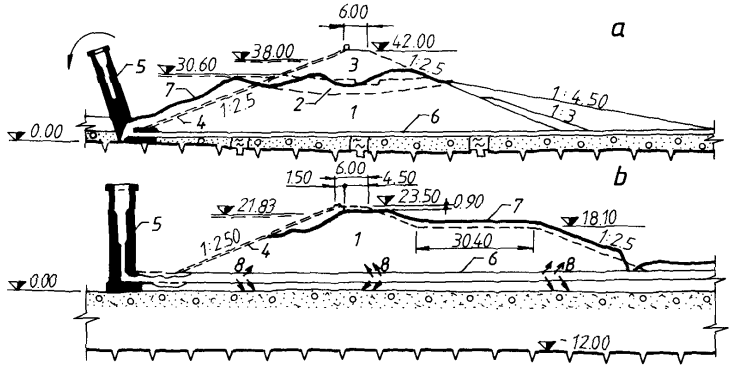


Fig. 7.75. Avarii la barajele San Fernando produse de cutremurul San Fernando, 9 Februarie 1971: *a* - barajul San Fernando aval, *b* - barajul San Fernando amonte; *1* - nisip sedimentat, *2* - aluviuni argiloase, *3* - aluviuni compactate, *4* - dale de beton, *5* - turn de priză, *6* - conductă de beton, *7* - linia taluzului după cutremur, *8* - crăpături.

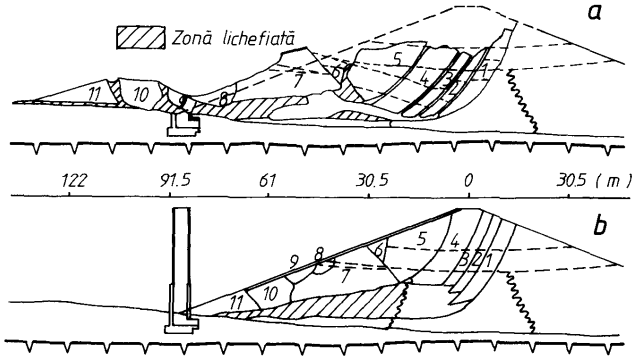


Fig. 7.76. Reconstituirea alunecării de la barajul San Fernando-aval; *a* - releveu după cutremur, *b* - reconstituirea secţiunii iniţiale.

Alte avarii la barajul San Fernando-aval produse de cutremur au constat din: crăpături pe taluzul aval cu deschideri de 20...50 cm, distrugerea unuia din cele două turnuri ale golirii de fund, aflate în lacul de acumulare precum şi fisurarea galeriei de golire. S-au mai înregistrat creşteri ale nivelului apei în piezometrele din corpul barajului şi apariţia de vulcani de nisip la piciorul amonte.

Barajul San Fernando-amonte ($H = 23{,}50$ m) a fost amplasat la coada lacului barajului San Fernando-aval şi a fost fundat pe un strat gros de aluviuni de circa 16 m (fig. 7.75,*b*). În urma cutremurului coronamentul barajului s-a tasat 90 cm şi s-a deplasat spre aval cu circa 150 cm. Mai multe crăpături paralele cu axul barajului au apărut pe taluzul amonte, iar în piezometre s-au înregistrat creşteri ale nivelului apei de până la 5 m.

Ambele baraje San Fernando-amonte şi San Fernando-aval, grav avariate de cutremurul San Fernando din 9.02.1971 au fost dezafectate şi în locul lor ca terminal pentru Apeductele Los Angeles 1 şi 2 de alimentare cu apă au fost construite barajele Los Angeles şi digul Nord. Barajul Los Angeles şi digul Nord limitează rezervorul Los Angeles de $25 \cdot 10^6$ m^3 capacitate.

Barajul Los-Angeles (fig. 7.77) este o umplutură de concepţie modernă, bine compactată, cu înălţimea maximă de 46,9 m, fundat pe rocă stâncoasă de marnă, gresie şi intercalaţii de conglomerate de pietriş-bolovăniş. Viteza medie a undelor de forfecare în terenul de fundaţie s-a situat la 990 m/s. Construcţia barajului s-a terminat în 1979 [66].

În profil transversal, barajul este alcătuit din prismele amonte şi aval de nisip prăfos compactat, nucleu de argilă, drenuri puţ verticale din material grosier care se continuă spre piciorul aval cu o saltea de drenaj. Compactarea materialelor a fost controlată atent pe durata construcţiei barajului. Pantele interioare ale rezervorului Los Angeles incluzând faţa amonte a barajului au fost căptuşite cu îmbrăcăminte de beton bituminos. Fundul rezervorului este necăptuşit.

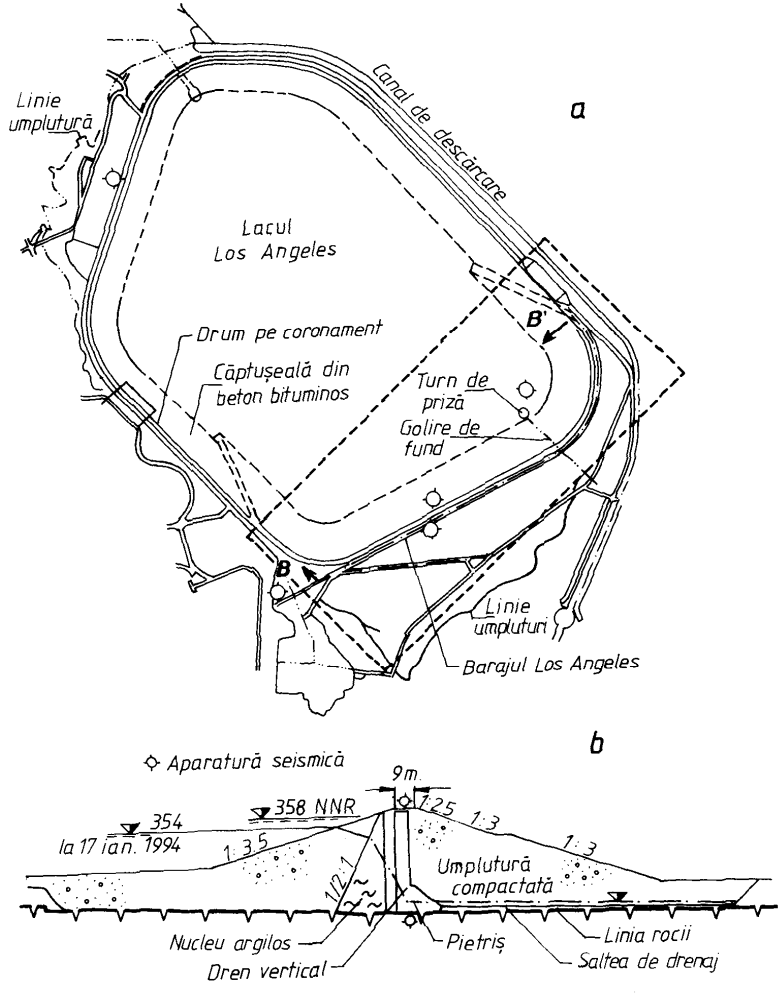


Fig. 7.77. Barajul Los Angeles: *a* - rezervorul Los Angeles, *b* - secţiune transversală de înălţime maximă.

La data de 17 Ianuarie 1994 zona a fost grav devastată de cutremurul Northridge cu $M = 6{,}7$. Cutremurul a provocat 57 de victime, cel puţin 5000 de persoane au fost rănite, iar pagubele au fost estimate la 20 miliarde dolari. Distanţa epicentrală faţă de barajul Los Angeles a fost de circa 10 km. Barajul şi amplasamentul lui au fost bine instrumentate, astfel că s-au obţinut înregistrări ale cutremurului la coronament, umărul de vest şi fundaţia barajului. Acceleraţiile maxime corectate înregistrate în diverse puncte pe baraj şi în zonă sunt prezentate în tabelul 7.11. Durata cutremurului cu intensităţi mari a fost de circa 10 secunde.

Tabelul 7.11

Punctul unde s-a făcut înregistrarea	Direcţia înregistrării faţă de axul barajului		
	Transversal	**Longitudinal**	**Vertical**
Fundaţie	0,27 g	0,32 g	0,12 g
Coronament	0,60 g	0,42 g	0,38 g
Umăr drept	0,42 g	0,33 g	0,32 g
Pe aluviuni, la 1364 m Sud şi 8400 m Nord de baraj	0,85 g şi 1,00 g		

Efectele cutremurului asupra barajului Los Angeles au fost caracterizate ca fiind minore. Tasarea maximă la coronament a fost de 9 cm, iar deplasarea orizontală remanentă de circa 2,5 cm. Paramentul aval s-a tasat maximum 2 cm şi s-a deplasat uşor spre aval cu 5 cm (fig. 7.78). În căptuşeala de beton bituminos groasă de 76 mm de pe paramentul amonte al barajului, ca şi în căptuşeala drumului de pe coronament au fost identificate numeroase fisuri superficiale de tipul de forfecare, dar care nu s-au prelungit în corpul barajului. Piezometrele au indicat creşteri ale presiunii apei din pori în corpul şi în vecinatatea barajului, dar ele au revenit la normal în scurt timp după cutremur.

Datele numeroase obţinute în urma cutremurului au servit pentru post–analize cuprinzătoare a comportării seismice a barajului şi validarea procedurilor actuale de calcul. Procedurile actuale de analize neliniare şi-au dovedit capacitatea de a simula cu acurateţe rezonabilă fenomenele produse. De asemenea, evenimentul a arătat că barajele construite din nisipuri dense şi argiloase bine compactate au performanţe satisfăcătoare chiar la solicitări seismice foarte severe.

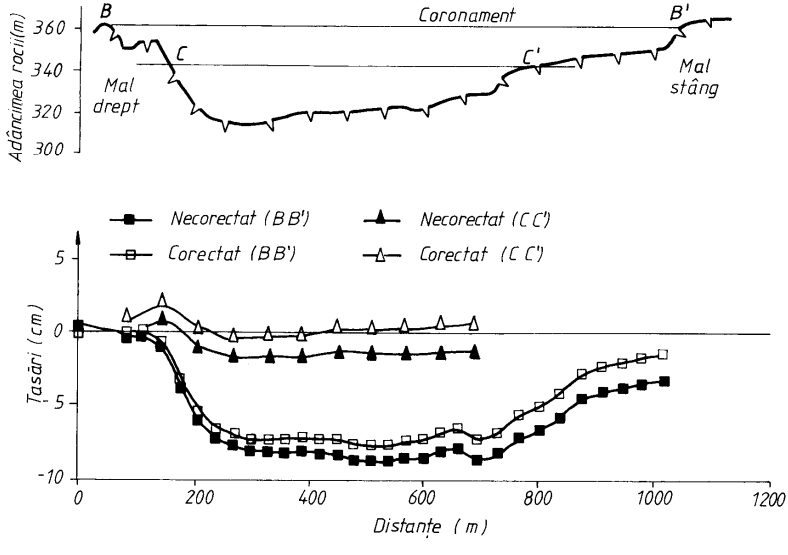


Fig. 7.78. Variaţia tasărilor barajului Los Angeles produse de cutremurul Northridge 17.01.1994.

Cutremurul din insula Luzon-Filipine din 16 Iulie 1990 cu $M = 7{,}7$ a fost deja descris la punctul anterior. Acest cutremur a produs avarii grave şi la barajul Masiway ($H = 25$ m) un baraj din pământ zonat cu nucleu central din argilă (fig. 7.79). Prismele barajului sunt alcătuite din materiale aluvionare şi conglo–merate. Prismul amonte conţine aluviuni diferite cu coeficienţi de permeabilitate mai mici decât 10^{-3} cm/s. Straturi de filtre inverse au fost plasate pe ambele feţe ale nucleului, cel din aval continuându-se cu o saltea de drenaj până la piciorul aval al barajului. Barajul a intrat în exploatare în 1981. În ziua cutremurului nivelul în lac a fost la El. 128 m, cu 4 metri sub nivelul maxim de retenţie.

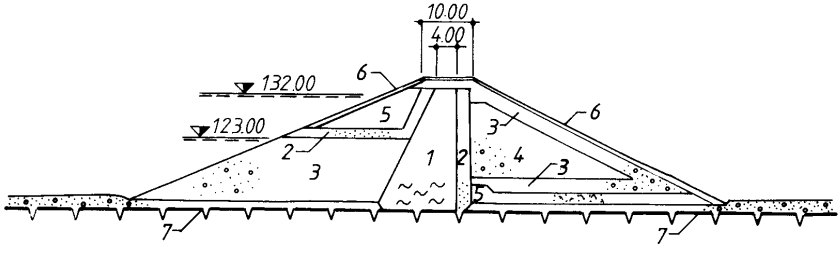


Fig. 7.79. Secţiune transversală prin barajul Masiway (Filipine); *1* - nucleu argilos, *2* - nisip, *3* - aluviuni, *4* - umpluturi din conglomerate, *5* - aluviuni selectate, *6* - rip rap, *7* - aluviuni naturale.

În urma cutremurului, prismul amonte s-a prăbuşit doi metri orizontal şi un metru vertical. Locaţiile fisurilor observate şi direcţiile mişcării sunt arătate în figura 7.80. Toate fisurile principale au fost paralele cu axul barajului. Pe latura amonte a coronamentului, numeroase prăbuşiri în linie au relevat deplasarea prismului amonte în lungul coronamentului. Diferenţele de comportare între prismul amonte şi prismul aval se explică probabil prin producerea lichefierii în prismul amonte.

Descărcătorul de tip canal frontal a rămas complet operaţional după cutremur. În schimb la descărcătorul de siguranţă s-a observat o fisură longitudinală cu deschidere de circa 11 cm pe întreaga lungime. În zonă s-au produs mai multe alunecări de taluze, care au necesitat lucrări ulterioare de stabilizare.

Lucrări extensive de reparaţii au fost necesare pentru a aduce barajul şi lacul din nou în stare de exploatare normală. Materiale de umplutură suplimentare au fost folosite pe coronament pentru a-l aduce la cota iniţială. Paramentul amonte a fost reprofilat şi o bermă stabilizatoare a fost realizată la baza peretelui stâng de dirijare a apei în descărcător.

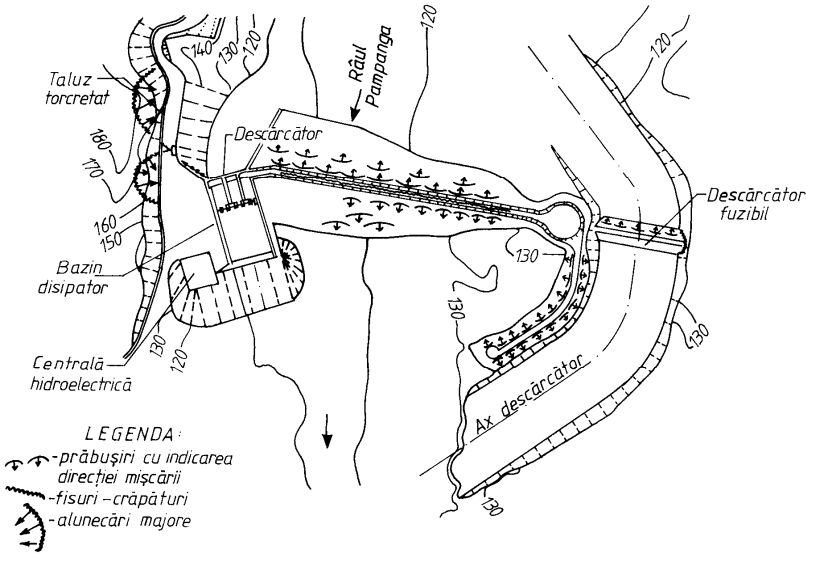


Fig. 7.80. Avarii produse de cutremurul din 16.07.1990 la barajul Masiway.

7.6.3. Consideraţii globale

Barajele din umpluturi ar putea fi clasificate în cinci tipuri din punct de vedere al performanţelor lor la acţiunea cutremurelor. Ele sunt următoarele: baraje din umpluturi sedimentate hidraulic, baraje din materiale argiloase compactate, baraje din pietriş sau nisip compactat cu nucleu argilos central sau înclinat, baraje din piatră cu nucleu argilos central sau înclinat, baraje de piatră cu măşti din beton armat [68].

Barajele din umpluturi sedimentate hidraulic sunt cele mai expuse la avarii din cauza acţiunii cutremurelor. Ele conţin uzual zone întinse de pământuri fără coeziune, saturate, afânate, care se pot lichefia şi provoca alunecări la scară mare. În acest context trebuie subliniat că depozitele din materiale lichefiabile nu sunt admisibile în fundaţia barajelor, indiferent de tipul lor.

Barajele din materiale argiloase compactate au demonstrat o înaltă rezistenţă la acţiunea cutremurelor. Ele au suportat cutremure cu $M = 8{,}2$ cu acceleraţii maxime de la 0,35 g la 0,80 g fără nici o avarie aparentă.

Barajele din pietriş şi nisip când sunt compactate la densităţi adecvate (densităţi relative $D_r \geq 0{,}75$) se comportă relativ bine.

Barajele din anrocamente aruncate care nu au fost inundate la punerea în operă, au avut tasări importante la coronament, spre deosebire de barajele de anro–camente compactate care au avut tasări mult mai mici (nesemnificative) în urma acţiunii unor cutremure severe. Comentariile de mai înainte se aplică şi în cazul barajelor de anrocamente cu măşti din beton armat. Totuşi, aceste baraje au o

rezistenţă mult mai mare la acţiunea seismică pentru că întreaga secţiune a barajului este uscată.

Unele din avantajele etanşărilor de pe paramentul amonte pot fi obţinute în soluţia de etanşare cu nuclee argiloase înclinate. În acest caz, deşi prismul amonte mult redus ca volum rămâne saturat, un volum mai mare de material din aval de nucleu rămâne uscat şi totodată stabilitatea seismică generală este îmbunătăţită.

După Seed [67], virtual, orice baraj bine construit pe o fundaţie tare, rezistă unor cutremure moderate cu acceleraţii maxime până la 0,2 g, fără a suferi efecte dăunătoare. Barajele care au suferit ruperi complete sau alunecări de taluze ca rezultat al acţiunii cutremurelor par a fi fost construite în principal din prisme de nisip saturat sau pe fundaţii de nisip saturat. Cauza principală a avariilor sau ruperilor a fost creşterea excesivă a presiunii apei din pori în umplutură, care a condus la reducerea maximă sau pierderea rezistenţei materialelor din umplutură. De remarcat că multe accidente de acest fel s-au produs la câteva secunde sau chiar mai multe ore (24...48 ore) de la încheierea cutremurului.

7.7. Metode specifice de analiză seismică a barajelor din umpluturi

7.7.1. Introducere şi metoda forţelor pseudostatice

Cea mai simplă ipoteză privind comportarea materialelor din sistemul baraj-fundaţie este ipoteza comportării liniar-elastice. Această ipoteză încă se aplică în mod frecvent. Evaluarea pe această bază a modurilor proprii de vibraţie (analiza vibraţiilor libere) şi continuarea analizei folosind spectre seismice de răspuns (analiză spectrală) conduce la obţinerea unui set de forţe pseudostatice (forţe de inerţie maxime provocate de cutremur, calculate cu metode specifice din dinamica structurilor şi care se consideră aplicate nelimitat în timp pe sistem).

În analiza seismică a barajelor din umpluturi, interacţiunea cu lacul este în general neglijată, fiindcă forţele hidrodinamice produse de cutremur sunt foarte mici ca urmare a pantelor amonte reduse ale acestor structuri.

Forţele de inerţie pseudostatice combinate cu celelalte încărcări (greutate proprie, presiune hidrostatică, presiune apă din pori) servesc pentru determinarea unui factor de siguranţă la alunecare după metode de echilibru limită sau bazate pe starea de eforturi.

Asemenea analize reprezintă un pas înainte faţă de vechea procedură a "acceleraţiilor constante pe înălţimea barajului" sau analiza pseudostatică, aplicată încă ocazional [4]. Dacă spectrele seismice de răspuns sunt adecvate pentru amplasament şi dacă în evaluarea forţelor pseudostatice s-au inclus contribuţiile modurilor proprii semnificative, metoda poate să răspundă în principiu dacă structura este stabilă necondiţionat. Totuşi, înainte de a formula o asemenea concluzie trebuie luate în consideraţie următoarele obiecţii [69]:

– materialele se degradează în timpul acţiunii seismice mai ales datorită creşterii presiunii apei din pori;

– producerea fenomenului de degradare a materialelor impune prudenţă în acordarea calificativului de "structură stabilă necondiţionat" şi alte analize ar fi necesare pentru cercetarea unor alte aspecte de comportare, cum ar fi spre exemplu deplasările seismice remanente.

Materiale ca anrocamente, argile, pietrişuri şi nisipuri dense (densitate relativă $D_r \geq 0{,}80$), nisipuri nesaturate prezintă creşteri relativ mici ale presiunii apei din pori la acţiunea încărcărilor tranzitorii sau se dilată atât de rapid în stadiile dinaintea ruperii încât numai deformaţii mici sunt necesare pentru a se mobiliza rezistenţa lor totală la forfecare. Pentru materialele din această categorie, prima obiecţie formulată mai înainte dispare şi dacă în urma analizei de stabilitate incluzând forţele de inerţie pseudostatice, coeficienţii de siguranţă rezultă

supraunitari, barajul poate fi considerat stabil necondiţionat şi studiile pot fi încheiate în acest stadiu.

Nisipurile naturale din fundaţia barajelor sau sedimentate hidraulic în corpul barajelor, cu densităţi relative scăzute (afânate), saturate cu apă prezintă riscul generării unor presiuni în pori ridicate din acţiuni seismice, care nu se disipează semnificativ prin dilatarea materialului dinaintea ruperii sau disiparea are loc numai după ce s-au produs deformaţii considerabile. În aceste cazuri sunt necesare analize în timp a deformaţiilor şi eforturilor efective care se vor prezenta în paragraful următor, iar metodele de analiză bazate pe forţele pseudostatice nu furnizează nici o informaţie utilă.

În toate cazurile când analizele bazate pe forţele pseudostatice prognozează ruperea (sau factori de siguranţă subunitari), studiile trebuie continuate cu analiza deplasărilor seismice remanente. Ea poate fi efectuată după procedeele elaborate de Newmark [70] sau Seed et al. [71].

Numeroase studii experimentale pe platforme vibrante privind mecanismul de rupere a barajelor din umpluturi au fost efectuate în Japonia.

În general, procesul de rupere a unui model de baraj de piatră produsă de cutremur cuprinde următoarele faze (fig. 7.81), [65]:

– alunecări mici de suprafaţă ale pietrişului de la partea superioară a paramentelor, care apar când acceleraţia platformei vibrante este de 0,2 g;

– alunecări în masă pe suprafaţa paramentelor şi tasarea pietrişului, care se produc când acceleraţia platformei vibrante atinge 0,3 g;

– alunecări în masă repetate şi tasarea pietrişului dezgoleşte partea superioară a nucleului, în care odată cu creşterea acceleraţiilor platformei vibrante se dezvoltă fisuri şi în final modelul cedează.

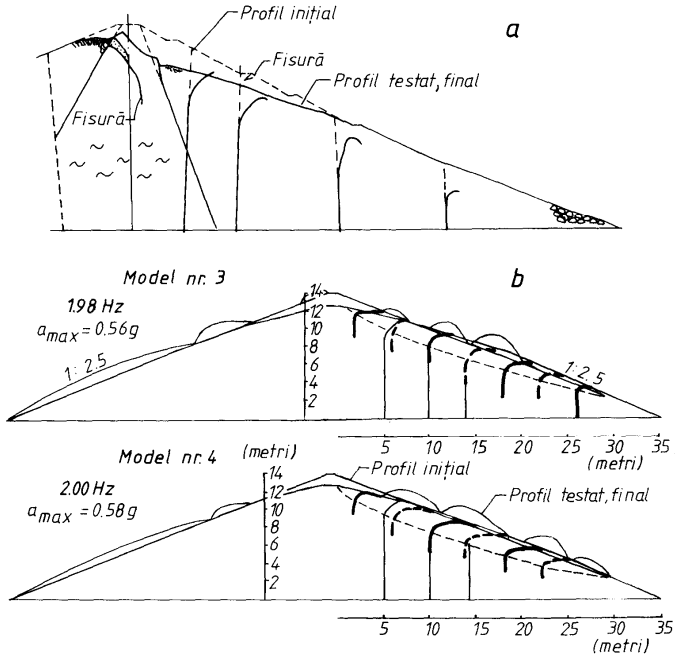


Fig. 7.81. Mecanisme de rupere tipice ale unor modele de baraje de piatră experimentate pe platforma vibrantă: *a* - model din pietriş cu nucleu central, *b* - model omogen din pietriş.

Rezultate asemănătoare s-au obţinut şi în testele experimentale pe modele din nisip ale barajelor de pământ, efectuate pe masa vibrantă la Universitatea Tehnică de Construcţii-Bucureşti. Tasările modelului de 30 cm înălţime au ajuns la 1,5 cm pentru o acceleraţie orizontală maximă sinusoidală a mesei vibrante de 0,30 g (fig. 7.82) [72].

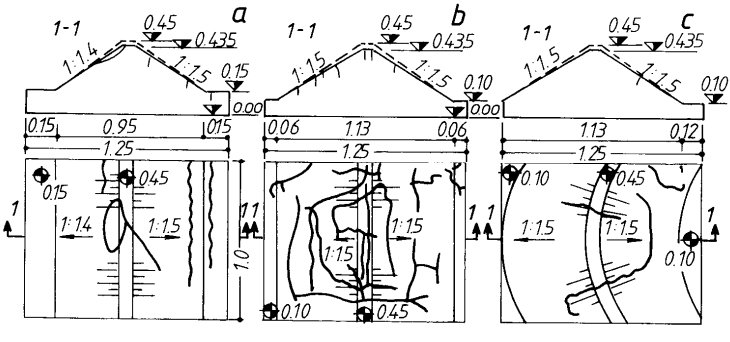


Fig. 7.82. Relevee ale avariilor produse pe modele de baraje de pământ din cauza vibraţiilor la rezonanţă, pe direcţie orizontală, amonte-aval: *a*, *b* - modele cu axul rectiliniu, *c* - model arcuit.

În evaluarea modurilor proprii ale barajelor de umpluturi, atunci când $L_c / H \leq 3...4$ (L_c - lungimea corzii la coronament, H - înălţimea barajului), influenţa versanţilor asupra scurtării perioadei fundamentale rezultată din calculul bidimensional poate fi importantă şi se recomandă calcule tridimensionale. În figura 7.83 se prezintă primele două moduri proprii ale barajului Surduc (variantă de proiectare, $H = 118$ m, $L_c / H = 3{,}3$) evaluate comparativ în calculele bi şi tridimensionale. Caracteristicile elastice ale materialelor din corpul barajului au variat de la $E = 45$ MPa, $\mu = 0{,}35$ pentru nucleul din material argilos la $E = 150$ MPa, $\mu = 0{,}30$ pentru anrocamentele din prisme. Scurtarea perioadei fundamentale în analiza tridimensională a fost de 19,2% faţă de analiza în profil transversal [73].

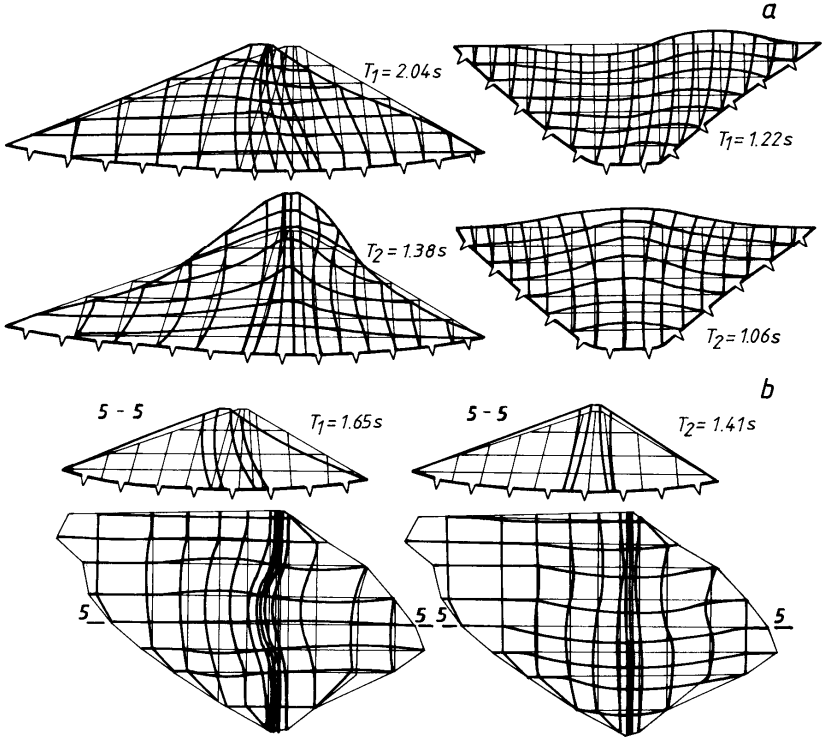


Fig. 7.83. Barajul Surduc (variantă de proiectare) - primele două moduri proprii: *a* - analiză bidimensională, *b* - analiză tridimensională.

În scopul simplificării calculelor de stabilitate seismică a barajelor din umpluturi, Makdisi şi Seed [74] pe baza unor analize extinse au stabilit curbe de variaţie a acceleraţiilor de răspuns pe înălţimea barajelor din umpluturi alcătuite din materiale care au reduceri mici sau nule ale rezistenţei lor din cauza deformaţiilor induse de cutremure (fig. 7.84).

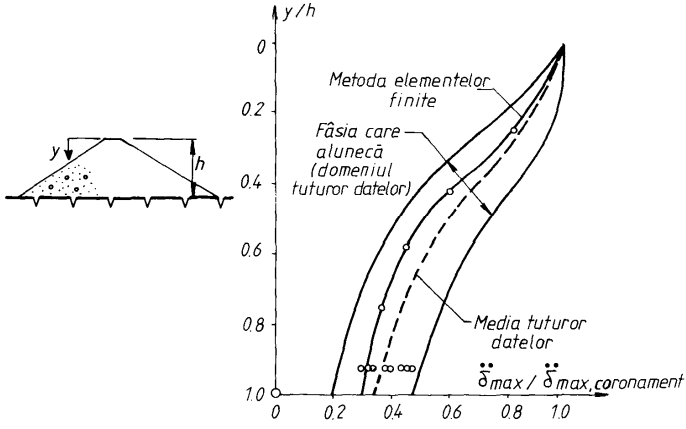


Fig. 7.84. Variaţia relativă a acceleraţiilor maxime efective cu adâncimea fâşiei care potenţial alunecă [74]: ($\ddot{\delta}_{max,\ coronament}$ - acceleraţie maximă de răspuns la coronament, $\ddot{\delta}_{max}$ - acceleraţia maximă în elevaţie).

Dacă se acceptă curbele din figurile 7.84 şi se determină $\ddot{\delta}_y$ acceleraţia la care se declanşează alunecarea, atunci deplasările produse de forme reprezentative de mişcări seismice sunt relativ simplu de evaluat prin dublă integrare a acceleraţiilor care depăşesc $\ddot{\delta}_y$. Aceasta înseamnă a accepta că pentru acceleraţii de răspuns mai mici decât $\ddot{\delta}_y$ deplasările sunt nule. Rezultate ale unor calcule de acest tip au prezentat Seed şi Makdisi (1978), precum şi alţi autori (Ambraseys, 1973, Sarma, 1975) pentru cutremure de magnitudine $M = 6{,}5$. Rezultatele acestor calcule, după diverşi autori, care sunt prezentate sintetic în figura 7.85, arată o similitudine remarcabilă între rezultate.

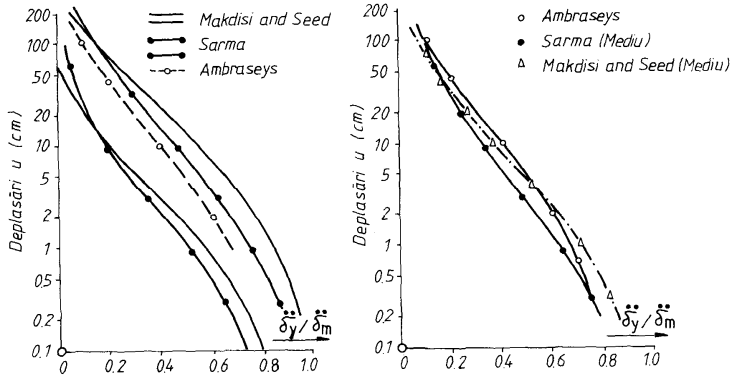


Fig. 7.85. Deplasări calculate la baraje de umpluturi din materiale nelichefiabile solicitate de cutremure cu magnitudine $M = 6{,}5$ ($\ddot{\delta}_y$ - acceleraţia la care se declanşează alunecarea, $\ddot{\delta}_m$ - acceleraţia efectivă maximă).

După Seed, în cazul barajelor din pământuri care nu dezvoltă presiuni mari în pori sau au pierderi de cel mult 15% din rezistenţa iniţială în urma acţiunii cutremurelor, performanţe acceptabile (deplasări seismice remanente suficient de mici) se obţin în următoarele condiţii [67]:

– în analiza pseudostatică factorul de siguranţă la alunecare a rezultat 1,15 pentru un coeficient de intensitate seismică de 0,1 corespunzând unui cutremur cu magnitudine $M = 6{,}5$;

– în analiza pseudostatică factorul de siguranţă la alunecare a rezultat 1,15 pentru un coeficient de intensitate seismică de 0,15 corespunzând unui cutremur cu $M = 8{,}25$.

7.7.2. Analiza răspunsului seismic la DBE

Cutremurul de proiectare de bază (DBE) este un cutremur de intensitate moderată în amplasamentul considerat. Răspunsul seismic DBE se evaluează frecvent după metoda forţelor pseudostatice. În continuare se va prezenta o analiză practică la DBE efectuată pentru barajul Marun ($H = 165$ m, Iran), un baraj de piatră cu nucleu din argilă (fig. 7.86) [4], [75], [76].

Amplasamentul barajului Marun este situat într-o zonă de seismicitate ridicată. Studiile seismologice au condus la următoarele date asupra cutremurelor de calcul:

– DBE: acceleraţie maximă orizontală 0,19 g, acceleraţie maximă verticală 0,10 g (perioadă de revenire 219 ani);

– MCE: acceleraţie maximă (0,36...0,45) g (perioadă de revenire 950 ani).

Alura unor accelerograme sintetice în amplasament şi a spectrelor seismice de răspuns au fost deja prezentate în figura 7.9.

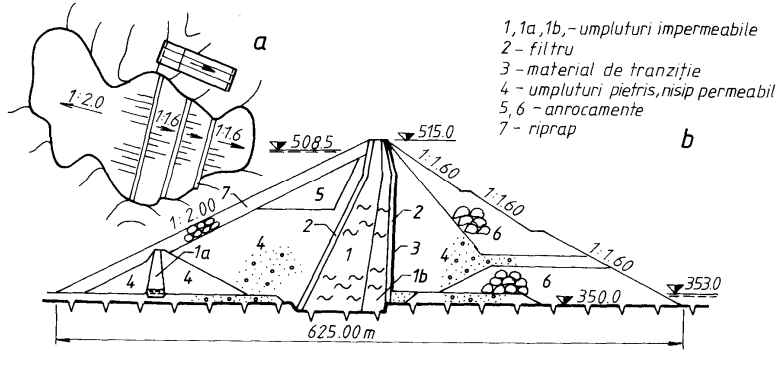


Fig. 7.86. Barajul Marun - Iran: *a* – vedere în plan, *b* - secţiune transversală tipică.

Răspunsul spectral la DBE a fost calculat în secţiunea transversală de înălţime maximă a barajului, dar şi tridimensional, având în vedere valea relativ îngustă din amplasament ($L_c / H = 2{,}04$). În figura 7.87 sunt ilustrate unele date din analiza spectrală plană. Caracteristicile mecanice principale ale materialelor folosite în calcule au fost următoarele: argilă în nucleu $\gamma_m = 20{,}6...21{,}3$ kN/m^3, $E = 200...1040$ MPa, $\mu = 0{,}44...0{,}38$; materiale pentru filtre şi pietriş $\gamma_m = 19{,}5...20{,}5$ kN/m^3, $E = 540...4210$ MPa, $\mu = 0{,}42$; anrocamente $\gamma_m = 21$ kN/m^3, $E = 870...2610$ MPa, $\mu = 0{,}38$; aluviuni naturale $\gamma_m = 20{,}9$ kN/m^3, $E = 1620...2040$ MPa, $\mu = 0{,}42$; roca din fundaţie $E = 4000...12000$ MPa, $\mu = 0{,}40...0{,}31$.

Calculele de stabilitate la alunecare prin metoda elementelor finite (fig. 7.88) s-au bazat pe analiza raportului dintre eforturile de forfecare maxime efective (τ_{ef}) şi eforturile de forfecare capabile (τ_{cap}) calculate după Mohr-Coulomb, în secţiunea transversală de calcul al barajului:

$$R_f = \frac{\tau_{ef}}{\tau_{cap}} = \frac{1 - \sin\varphi}{\sigma_3 \sin\varphi} \frac{2}{\sigma_1 - \sigma_3}\ , \qquad (7.146)$$

unde σ_1, σ_3 sunt eforturile principale, iar φ unghiul de frecare interioară a materialului.

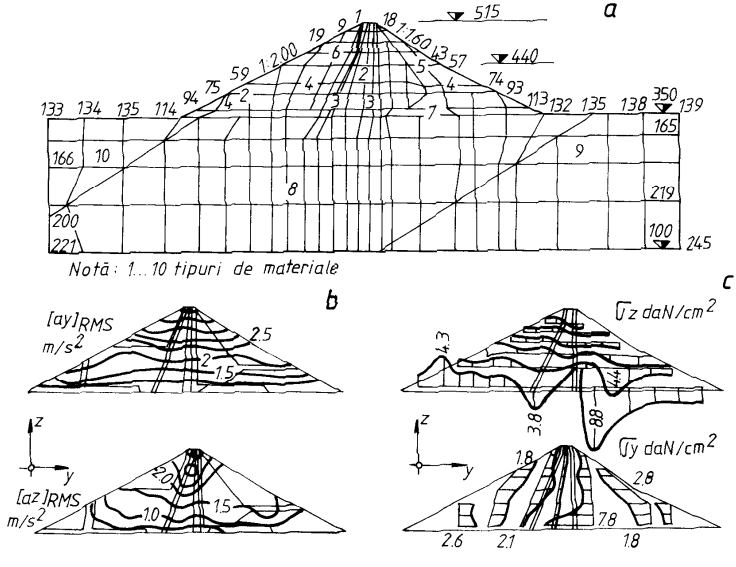


Fig. 7.87. Rezultate în analiza spectrală plană: *a* - discretizare în elemente finite, *b* - acceleraţii spectrale maxime de răspuns pentru DBE 0,19 g pe orizontală şi 0,10 g pe verticală, *c* - eforturi σ_z şi σ_y în modul propriu fundamental.

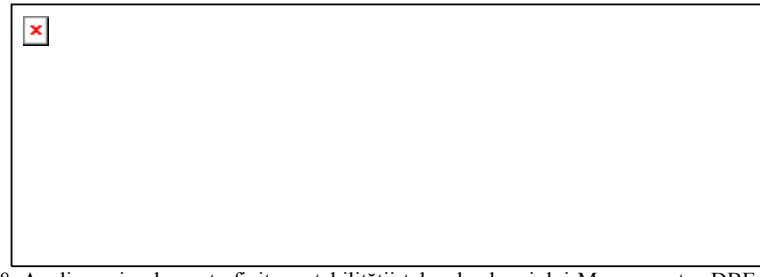


Fig. 7.88. Analiza prin elemente finite a stabilităţii taluzelor barajului Marun pentru DBE 0,19 g pe orizontală şi 0,10 g pe verticală.

În calculul liniilor de egal nivel al ratei efortului de forfecare (τ_{ef} / τ_{cap}), s-au considerat următoarele încărcări: greutatea proprie, presiunea apei din pori, cutremurul DBE acţionând pe orizontală şi verticală. Calculele relevă că prismul amonte saturat cu apă prezintă un risc mai ridicat de a-şi pierde stabilitatea la alunecare comparativ cu prismul aval. Coeficienţii minimi de siguranţă la alunecare au rezultat 1,03 pentru prismul amonte şi 1,21 pentru prismul aval. Suprafeţele de alunecare adânci pentru ambele prisme prezintă coeficienţi de stabilitate mai mici decât suprafeţele de alunecare superficiale.

În figura 7.89 sunt ilustrate mai multe rezultate din analiza spectrală tridimensională. Valea relativ îngustă a condus la scurtarea cu circa 30% a perioadei fundamentale a barajului în comparaţie cu cea calculată în secţiunea transversală. În tabelul 7.12 sunt prezentate comparativ primele perioade proprii ale barajului Marun în ipoteza lac plin, calculate în analizele plană şi tridimensională.

Tabelul 7.12

Numărul perioadei proprii **Tipuri de analiză şi valoarea (sec)**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
Plană, în secţiune transversală de înălţime maximă	0,993	0,630	0,517	0,496	0,475
Tridimensională	0,653	0,554	0,536	0,524	0,502

Versanţii stâncoşi ai canionului, mult mai rigizi decât corpul barajului, preiau cote părţi importante din încărcările seismice din corpul barajului. O comparaţie între stările de eforturi seismice calculate în analizele spectrale bi şi tridimensionale (fig. 7.87 şi fig. 7.89) relevă descreşteri relative de până la 50% ale eforturilor corespondente calculate în analiza tridimensională. Astfel, în analiza tridimensională eforturile spectrale ajung la următoarele valori maxime: $\sigma_z = 200$ kPa (efort orizontal amonte-aval), $\sigma_y = 150$ kPa (efort vertical), $\tau_{xz} = 200$ kPa, $\tau_{xy} = 50$ kPa. În concluzie, versanţii au efecte favorabile de reducere a eforturilor seismice din corpul barajului.

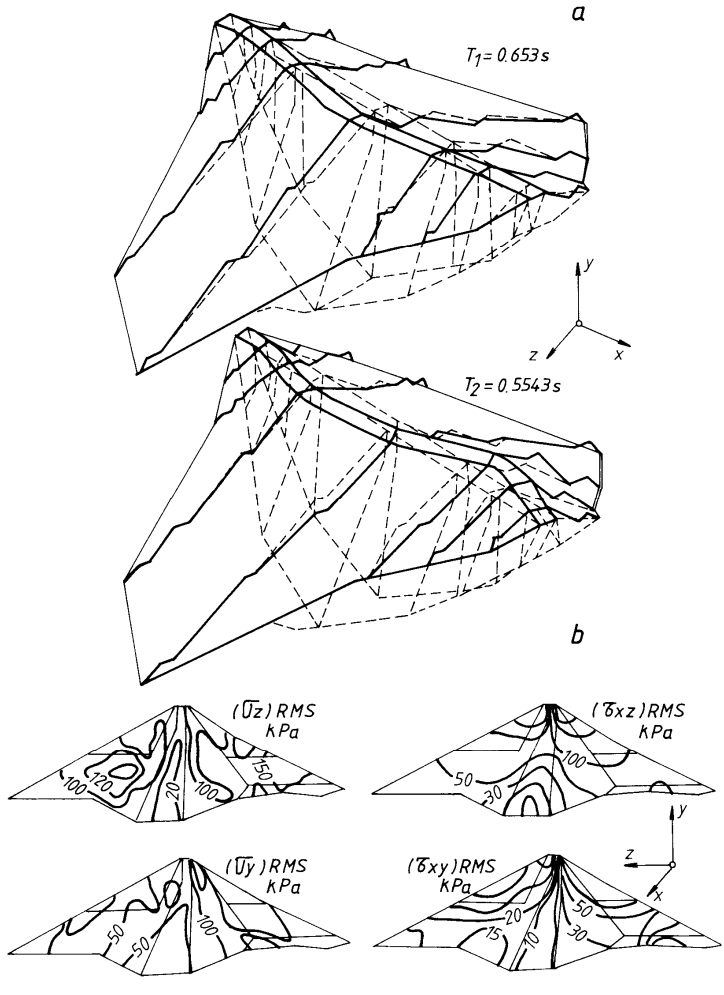


Fig. 7.89. Rezultate în analiza spectrală tridimensională: *a* - primele două moduri proprii, *b* - eforturi spectrale maxime în secţiunea centrală pentru DBE 0,19 g pe orizontală şi 0,10 g pe verticală.

7.7.3. Modele constitutive de materiale

În analizele prezentate la punctele anterioare (7.7.1 şi 7.7.2) s-a acceptat ipoteza comportării liniar elastice a materialelor din sistemul baraj-fundaţie. Materialele care alcătuiesc corpul sau fundaţia barajelor din umpluturi sunt caracterizate însă de relaţii neliniare efort-deformaţie. Modulul de deformaţie G şi rata amortizării D, definite conform datelor din figura 7.90, se schimbă rapid cu amplitudinea deformaţiilor tangenţiale.

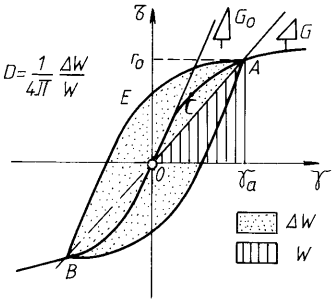


Fig. 7.90. Definirea modulului de forfecare secant G şi a ratei amortizării D.

În cazurile când solicitarea pământurilor se încadrează în domeniul deformaţiilor mici, modelul de comportare elastică poate fi folosit şi de asemenea teoria propagării undelor în medii liniar elastice. Modulii de deformaţie tangenţială (modulii de forfecare) sunt parametrii cheie care caracterizează comportarea pământurilor în acest caz simplu.

În cazurile când solicitarea pământurilor se încadrează în domeniul deformaţiilor medii, cu valori ale deformaţiilor tangenţiale $\gamma \le 10^{-3}$, comportarea lor devine elasto-plastică şi modulul de deformaţie tangenţială (G) tinde să descrească odată cu creşterea deformaţiilor tangenţiale (γ). În acelaşi timp, disiparea energiei se produce pe durata ciclurilor de aplicare a încărcării şi rata amortizării (D) poate fi folosită să modeleze proprietăţile pământului de absorbire a energiei. Nivelul deformaţiilor este încă mic, astfel că G şi D nu se schimbă cu progresarea ciclurilor de încărcare. Astfel caracteristicile staţionare ale pământului pot fi modelate aproximativ aplicând teoria vâsco-elastică liniară. Modelul de deformaţie tangenţială (G) şi rata amortizării (D) determinaţi ca funcţii de deformaţiile tangenţiale (γ) sunt parametrii cheie.

Dacă solicitarea pământurilor atinge nivele apreciabile cu $\gamma \ge 10^{-2}$, proprietăţiile lor tind să se schimbe apreciabil nu numai cu deformaţiile tangenţiale, dar şi în funcţie de progresarea ciclurilor de încărcare. În acest caz este necesar a avea lege histerezis în care relaţiile deformaţii-eforturi pot fi specificate la fiecare pas de încărcare, descărcare şi reîncărcare.

Revenind la deformaţiile caracteristice ale unui material vâsco-elastic, atunci când asupra materialului se aplică o încărcare ciclică (σ) cu amplitudinea efortului σ_a şi frecvenţa circulară ω:

$$\sigma = \sigma_a \sin \omega t \tag{7.147}$$

deformaţiile de răspuns (ε) sunt de asemenea ciclice, cu aceeaşi frecvenţă circulară, dar cu o întârziere de fază θ, conform expresiei:

$$\varepsilon = \varepsilon_a \sin(\omega t - \theta). \tag{7.148}$$

Eliminând ωt din relaţiile (7.147) şi (7.148) se obţine:

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right) - 2\cos\theta\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_a}\right)\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right) + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_a}\right)^2 - \sin^2\theta = 0 \qquad (7.149)$$

şi explicitând pe σ rezultă:

$$\sigma = G\,\varepsilon \pm G'\sqrt{\varepsilon_a^2 - \varepsilon^2}\,, \qquad (7.150)$$

unde:

$$G = \frac{\sigma_a}{\varepsilon_a}\cos\theta \qquad \text{şi} \qquad G' = \frac{\sigma_a}{\varepsilon_a}\sin\theta\,. \qquad (7.151)$$

G este numit "modulul elastic" care caracterizează comportarea elastică a materialului iar G' este numit "modulul de pierdere" care descrie pierderile de energie asociate cu deformaţia. Caracteristicile de amortizare ale materialului sunt de obicei exprimate prin "rata de amortizare" D sau "coeficientul de pierdere" η:

$$\eta = 2\,D = \frac{G'}{G} = \operatorname{tg}\theta\,. \qquad (7.152)$$

Ecuaţia (7.150) pentru o mai bună înţelegere se poate scrie sub forma:

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 \qquad (7.153,a)$$

$$\sigma_1 = G\,\varepsilon \qquad (7.153,b)$$

$$\left(\frac{\sigma_2}{G'\varepsilon_a}\right)^2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_a}\right)^2 = 1 \qquad (7.153,c)$$

Expresiile (7.153,*b*) şi (7.153,*c*) sunt reprezentate în figura 7.91,*a*,*b*. Relatia între σ şi ε se obţine atunci adunând (7.91,*a*) cu (7.91,*b*) şi este reprezentată în figura 7.91,*c*.

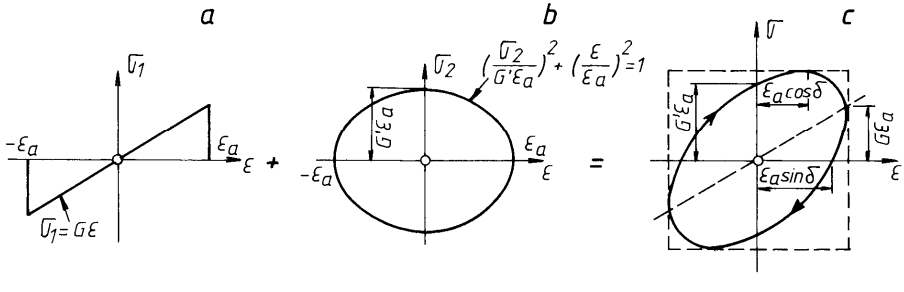


Fig. 7.91. Buclă histerizis a materialului vâsco-elastic.

Pierderea de energie într-un ciclu de încărcare este egală cu suprafaţa buclei histerezis $\Delta\omega$ (fig. 7.92):

$$\Delta\omega = \oint \sigma \; d\varepsilon \quad . \tag{7.154}$$

Integrala din membrul drept al relaţiei (7.154) este egală cu aria elipsei din figura 7.91,*c*:

$$\Delta\omega = G' \prod \varepsilon_a^2 \quad . \tag{7.155}$$

Cantitatea de energie disipată depinde de "modulul de pierdere" G' şi amplitudinea deformaţiei ε_a. Pierderea de energie $\Delta\omega$ se nominalizează în raport cu energia maximă, ω, stocată în material cu deformaţia elastică, dată prin relaţia (fig. 7.92):

$$\omega = G \frac{\varepsilon_a^2}{2} . \tag{7.156}$$

Astfel, raportul $\Delta\omega / \omega$ se scrie:

$$\frac{\Delta\omega}{\omega} = \frac{G' \prod \varepsilon_a^2}{G \dfrac{\varepsilon_a^2}{2}} = 2 \prod \frac{G'}{G} \tag{7.157}$$

Coeficientul de pierdere η (7.152) poate fi atunci exprimat sub forma:

$$\eta = 2D = \frac{1}{2\prod} \frac{\Delta\omega}{\omega} . \tag{7.158}$$

În modelarea comportării dinamice a pământurilor, în mod frecvent este folosit modelul Voigt. El constă dintr-un resort liniar elastic şi un piston, aranjate în paralel (fig. 7.93,*a*). Resortul modelează componenta de efort $\sigma_1 = \mu\varepsilon$, iar pistonul componenta, $\sigma_2 = \mu' d\varepsilon / dt$, unde $d\varepsilon / dt$, reprezintă rata deformaţiei. Datorită naturii sale dependente de timp, componenta modelată de piston este numită vâscozitate. În modelul Voigt, relaţia între efortul σ şi deformaţia ε are aspectul:

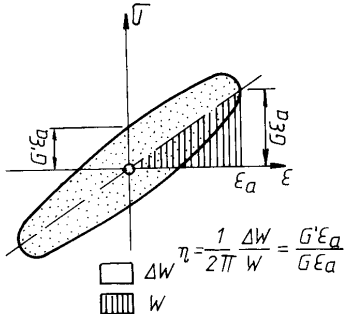


Fig. 7.92. Definirea coeficientului de pierdere (v. relaţia (7.152)).

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = \mu\,\varepsilon + \mu' \frac{d\,\varepsilon}{d\,t}. \tag{7.159}$$

Când efortul ciclic are amplitudinea σ_a şi frecvenţa circulară ω, considerând că deformaţia de răspuns ε are forma:

$$\varepsilon = A\cos\,\omega t + B\,\sin\,\omega\,t \tag{7.160}$$

se obţine:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_a}{\sqrt{\mu^2 + \mu'^2\,\omega^2}}\,\sin\,(\omega t - \theta) = \varepsilon_a \sin(\omega t - \theta) \tag{7.161}$$

unde $\operatorname{tg}\theta = \dfrac{\mu'\omega}{\mu}$ şi θ este defazajul în raport cu excitaţia.

Comparând (7.161) cu (7.152) se obţine:

$$\begin{aligned} &G = \mu \qquad G' = \mu'\omega \\ &\eta = \operatorname{tg}\,\theta\, = \frac{\mu'\omega}{\mu} \end{aligned} \tag{7.162}$$

Aşa cum rezultă din relaţia (7.162), în modelul Voigt amortizarea este proporţională cu frecvenţa circulară ω.

Modelul Maxwell constă de asemenea dintr-un resort liniar elastic şi un piston, dar ele sunt conectate în serie, după cum se prezintă în figura 7.93,*b*. Ecuaţiile care caracterizează comportarea dinamică a pământurilor conform modelului Maxwell sunt următoarele:

$$\begin{aligned} &\sigma = \sigma_a\,\sin\,\omega t \\ &\sigma = \mu\,\varepsilon_1 \qquad \sigma = \mu' \frac{d\,\varepsilon_2}{d\,t}. \\ &\varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 \end{aligned} \tag{7.163}$$

După prelucrarea relaţiilor (7.163) se obţine:

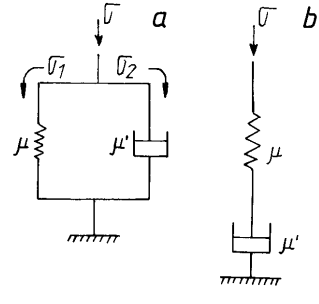


Fig. 7.93. Modele pentru comportarea dinamică a pământurilor: *a* - Voigt, *b* - Maxwell.

$$G = \frac{1}{\mu}\frac{1}{\left(\frac{1}{\mu}\right)^2 + \left(\frac{1}{\mu'\omega}\right)^2} \qquad G' = \frac{1}{\mu'\omega}\frac{1}{\left(\frac{1}{\mu}\right)^2 + \left(\frac{1}{\mu'\omega}\right)^2}$$

$$\eta = \text{tg}\ \theta = \frac{\mu}{\mu'\omega} \tag{7.164}$$

În cazul modelului Maxwell, amortizarea este invers proporţională cu frecvenţa circulară ω. Totuşi în privinţa caracteristicilor amortizării, nici modelul Maxwell nici modelul Voigt nu reproduc comportarea reală a pământurilor. Teste pe pământuri coezive au arătat că rata amortizării este practic independentă de frecvenţă. De asemenea, teste pe nisipuri au demonstrat că amortizarea este în foarte mică măsură dependentă de frecvenţă.

Pe baza constatărilor menţionate mai înainte, o nouă relaţie efort-deformaţie a fost propusă, în care amortizarea să fie independentă de frecvenţă. Acest nou model a fost numit model Voigt fără vâscozitate, ecuaţia lui caracteristică având aspectul:

$$\sigma = \mu\,\varepsilon + i\ \mu'_0\,\varepsilon = (\mu + i\,\mu'_o)\,\varepsilon\,. \tag{7.165}$$

Excitaţia şi răspunsul sunt considerate de forma:

$$\sigma = \sigma_a\, e^{i\omega t} \qquad \varepsilon = \varepsilon_a\, e^{i(\omega t - \theta)}\,. \tag{7.166}$$

După prelucrarea relaţiilor (7.165) şi (7.166) se obţine:

$$G = \mu \qquad G' = \mu'_o \qquad \eta = tg\ \theta = \frac{\mu'_0}{\mu}\,. \tag{7.167}$$

Conform relaţiilor (7.167), G, G' şi η în modelul Voigt fără vâscozitate sunt independente de frecvenţa circulară aşa cum se întâmplă şi în natură. Deşi modelul Voigt fără vâscozitate pare să modeleze cel mai bine comportarea dinamică reală a pământurilor, modelul Voigt este cel mai larg folosit datorită simplităţii lui matematice.

Proprietăţile dinamice ale pământurilor, cum sunt modulul de deformaţie tangenţială G şi rata amortizării D, depind în mare măsură de nivelul deformaţiilor tangenţiale. Alţi factori influenţează de asemenea proprietăţile dinamice ale pământurilor. Proprietăţile dinamice ale nisipurilor sunt influenţate mult de efortul lateral efectiv de compresiune, raportul golurilor, amplitudinea deformaţiilor. În cazul argilelor, pe lângă factorii menţionaţi mai înainte, istoria în timp a eforturilor şi alte efecte în timp influenţează de asemenea proprietăţile dinamice.

Teste de laborator şi măsurători în teren sunt larg folosite pentru evaluarea proprietăţilor dinamice ale pământurilor. În laborator, testele în coloana rezonantă

sunt larg folosite în cazurile când amplitudinea deformaţiilor tangenţiale (γ) nu depăşeşte 10^{-4}. Dacă nivelul deformaţiilor în pământ este de ordinul $10^{-3}....10^{-2}$, comportarea pământurilor este pronunţat neliniară şi se recomandă teste în aparatul triaxial ciclic. În teren, cele mai utilizate metode pentru investigarea caracte–risticilor dinamice ale pământurilor sunt metodele bazate pe propagarea undelor.

Numeroase relaţii empirice pentru modulul de deformaţie tangenţială G_0 corespunzând unor deformaţii tangenţiale nule sau foarte mici au fost stabilite pe baze experimentale [65]. Unele dintre aceste formule sunt prezentate în continuare pe categorii de pământuri:

– pământuri nisipoase (Iwasaki şi Tatsuoka)

$$G_0 = 16600 \frac{(2{,}17 - e)^2}{1+e} (\sigma'_0)^{0{,}4} \quad \text{(kPa)} \tag{7.168}$$

– argile cu plasticitate joasă sau relativ rigide cu $e = 0{,}6...1{,}5$ (Hardin şi Black)

$$G_0 = 3270 \frac{(2{,}97 - e)^2}{1+e} (\sigma'_0)^{0{,}6} \quad \text{(kPa)} \tag{7.169}$$

– materiale granulare grosiere

$$G_0 = 7230 \frac{(2{,}97 - e)^2}{1+e} (\sigma'_0)^{0{,}38} \quad \text{(kPa)} \tag{7.170}$$

– rocă concasată (Kokusho şi Esashi)

$$G_0 = 13000 \frac{(2{,}17 - e)^2}{1+e} (\sigma'_0)^{0{,}55} \quad \text{(kPa)} \tag{7.171}$$

În relaţiile (7.168)...(7.171) e reprezintă raportul golurilor, iar σ'_0 presiu–nea laterală efectivă de compresiune în kPa.

Experienţe în laborator şi măsurători în teren cu metodele menţionate mai înainte efectuate de-a lungul timpului de numeroşi cercetători au condus la stabi-lirea pentru diverse pământuri şi în diverse condiţii a curbelor de dependenţă între modulii de deformaţie tangenţială G, rata amortizării D şi deformaţiile tangenţiale γ. O sinteză a acestor cercetări se prezintă în figurile 7.94, 7.95 şi 7.96 pentru nisipuri, argile şi respectiv materiale granulare-grosiere. Aceste curbe servesc ca date de intrare în analizele de comportare dinamică neliniară a pământurilor.

În privinţa coeficientului Poisson dinamic, măsurători în teren prin propagări de unde au arătat că în pământuri rigide coeficientul are valori între 0,40...0,49, iar în pământuri afânate (depozite deluviale, depozite aluvionare afânate, nisipuri, prafuri saturate), în care viteza undelor S este mai mică de 500 m/s, coeficientul are valori între 0,460...0,499 [65].

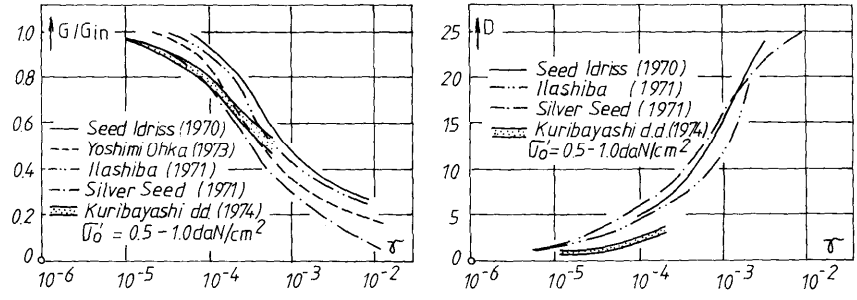


Fig. 7.94. Variaţia relativă a modulului de deformaţie tangenţială şi a ratei de amortizare cu deformaţia tangenţială, pentru nisipuri.

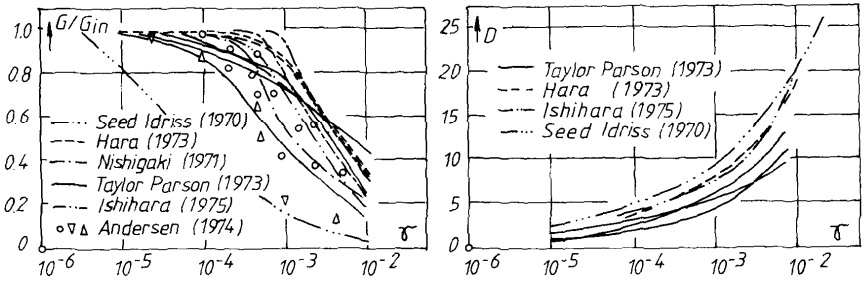


Fig. 7.95. Variaţia relativă a modulului de deformaţie tangenţială şi a ratei de amortizare cu deformaţia tangenţială, pentru argile.

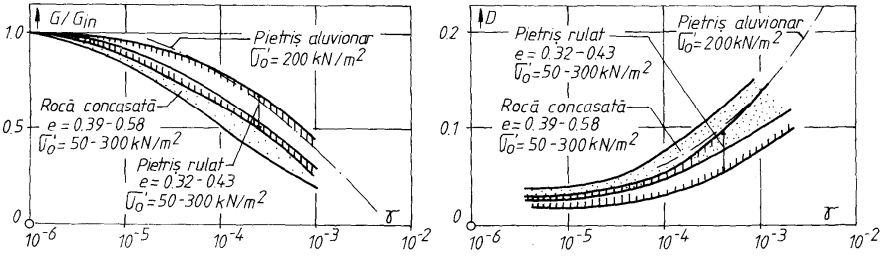


Fig. 7.96. Variaţia relativă a modulului de deformatie tangenţială şi a ratei de amortizare cu deformaţia tangenţială, pentru materiale granulare-grosiere.

7.7.4. Interacţiunea seismică baraj-fundaţie

Terenul de fundare influenţează în mod esenţial răspunsul seismic al barajelor din umputuri. În general se acceptă că undele seismice sosesc într-un amplasament pe direcţia verticală de propagare. Straturile de fundaţie filtrează şi amplifică amplitudinea undelor seismice având frecvenţe apropiate de frecvenţele

lor proprii, transferându-le o parte din energia undelor seismice cu frecvenţe mult diferite de frecvenţele lor proprii, pe care le ecranează [77], [78], [79].

În vederea evidenţierii efectelor de interacţiune seismică, în lucrarea [78], o secţiune identică tipică unui baraj de pământ cu nucleu de argilă de înălţime 75 m este considerată succesiv, fundată pe rocă stâncoasă şi respectiv pe un strat de aluviuni gros de 30 m peste roca stâncoasă de bază.

Analiza răspunsului seismic în cele două sisteme discretizate în elemente finite este efectuat în domeniul frecvenţelor aplicând transformata Fourier rapidă (FFT). Comportarea neliniară a materialelor din baraj şi fundaţie este modelată prin metoda liniar echivalentă elaborată de Seed şi Idriss (1970). Analiza a fost efectuată cu programul FLUSH care a fost deja descris în volumul I.

Metoda liniar echivalentă, permite calculul răspunsului dinamic neliniar al unui sistem structură-fundaţie prin analize liniare iterative până la obţinerea compatibilităţii între rigidităţi, amortizări şi deformaţii induse în fiecare element finit din sistemul discretizat. În acest scop ecuaţii constitutive complicate de comportare neliniară a pământurilor sunt înlocuite cu modele de materiale vâsco-elastice liniare: curbe experimentale de compatibilitate între modulii de deformaţie tangenţială (G), rata amortizării (D) şi deformaţiile tangenţiale ($\gamma\%$) pentru fiecare tip de material.

Un set de parametri G şi D sunt estimaţi pentru fiecare element finit din sistem. Sistemul este analizat folosind aceşti parametri şi istoria deformaţiilor tangenţiale este calculată în fiecare element. Pe baza acestor istorii în timp sunt calculate amplitudinile deformaţiilor tangenţiale efective (γ_{eff}) în fiecare element cu relaţia empirică:

$$\gamma_{eff} = 0{,}65 \ \max_t \left| \gamma_{\max} \right| . \tag{7.172}$$

În continuare sunt verificate compatibilitatea între nivelul deformaţiilor tangenţiale efective şi parametrii G, D conform curbelor de compatibilitate. Dacă valorile nu sunt compatibile, se propun valori corectate pentru G şi D într-o nouă iteraţie şi procesul este reluat până se obţine compatibilitatea între parametrii G, D şi γ. Procedeul iterativ descris mai înainte este puternic convergent, în mod uzual fiind necesare 3...4 iteraţii pentru obţinerea unor aproximări convenabile ale parametrilor.

În figura 7.97 sunt ilustrate schemele de discretizare ale celor două sisteme. Discretizarea s-a făcut cu elemente finite patrulatere izoparametrice, compatibile. Graniţa inferioară a discretizărilor s-a considerat cu noduri fixe, capabilă de translaţii orizontale sau verticale funcţie de accelerograma aplicată. Dimensiunea verticală a elementelor finite (h) s-a ales astfel încât frecvenţe de până la 8 Hz să poată fi transmise fără erori apreciabile, conform relaţiei:

$$h_{\max} \le \frac{1}{5} \ \frac{v_S}{f_{\max}} , \tag{7.173}$$

unde $h_{\max}$ este grosimea maximă a stratului, v_S cea mai mică viteză a undelor *S* pe durata calculului iterativ şi $f_{\max}$ cea mai înaltă frecvenţă considerată în analiză.

Pe feţele laterale ale discretizării fundaţiei s-au prevăzut amortizoare (pistoane) pentru a elimina efectul de cutie (graniţă absorbantă).

Curbele de compatibilitate între modulii relativi de deformaţie tangenţială, (G/G_0), ratele amortizării (*D*) şi deformaţiile tangenţiale (γ) pentru toate cele trei tipuri de materiale din sisteme sunt ilustrate în figura 7.97,*b*. Modulii G_0 au variat de la coronament la baza barajului între 200...300 MPa pentru nucleul de argilă, 250...400 MPa pentru filtre şi 300...600 MPa pentru prismele din balast. Valorile modulilor de deformaţie iniţiali din terenul de fundare se pot găsi în figura 7.98.

Accelerograma de calcul a constat dintr-o înregistrare de 15 secunde la staţia Surduc a unui cutremur Vrancea N-S, 11.03.1983, $c_{\max} = 0{,}526$ cm/s^2 care a fost scalată la 0,5 g acceleraţie maximă şi a fost aplicată orizontal în secţiunea transversală a barajului, la baza profilelor de calcul. Spectrul de răspuns al accelerogramei a avut frecvenţe dominante în domeniul 2…7 Hz.

În cazul profilului fundat pe stâncă, accelerograma a fost aplicată la suprafaţa rocii de bază. În cazul barajului fundat pe depozitele aluvionare, accelerograma de 0,5 g a fost succesiv aplicată la suprafaţa terenului (primul caz) şi la nivelul rocii de bază (al doilea caz) analizând deconvoluţia-convoluţia ei în câmp liber prin terenul de fundare (fig. 7.98).

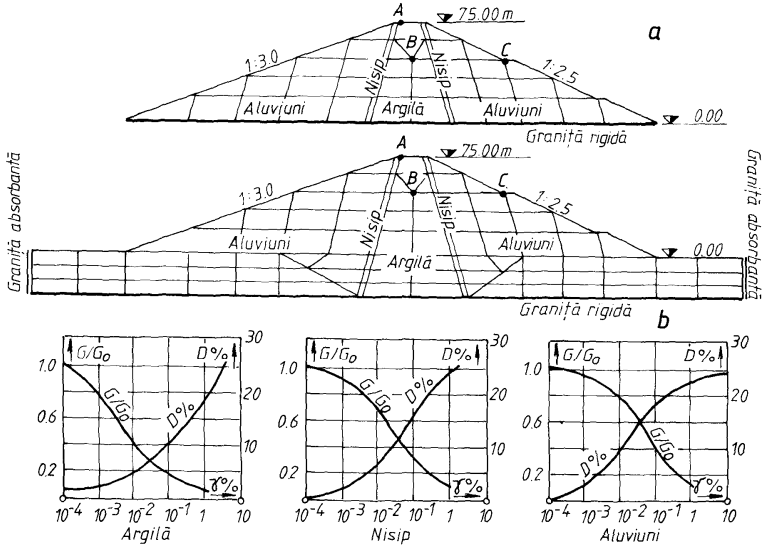


Fig. 7.97. Date de bază în studiul interacţiunii seismice baraj-fundaţie: *a* - discretizări în elemente finite, *b* - proprietăţi dinamice ale materialelor (*G* - modul de deformaţie tangenţială, *D* - rata amortizării, γ – deformaţie tangenţială).

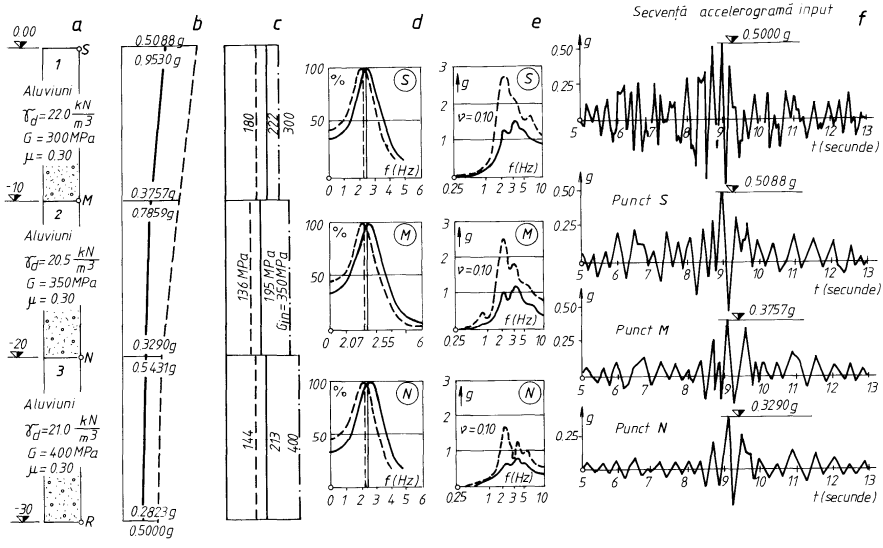


Fig. 7.98. Rezultate obţinute prin deconvoluţia în câmp liber a accelerogramei: *a* - straturi, *b* - acceleraţii maxime, *c* - degradarea modulilor de deformaţie tangenţială, *d* - amplitudini relative Fourier, *e* - spectre de răspuns în acceleraţii, *f* - secvenţe de accelerograme la diverse nivele (linie continuă - accelerograma de 0,5 g aplicată orizontal la suprafaţa terenului, linie întreruptă - accelerograma de 0,5 g aplicată orizontal la nivelul rocii de bază).

Frecvenţele fundamentale ale depozitului aluvionar au rezultat 2,55 Hz în primul caz şi 2,07 Hz în cel de al doilea (fig. 7.98,*d*). Descreşterea frecvenţei fundamentale a depozitului odată cu creşterea intensităţii cutremurului este cauzată de comportarea neliniară, vâsco-elastică a pământului. Astfel, degradările de rigiditate a pământului considerate prin descreşterea modulilor de deformaţie tangenţială ating 20...45% în primul caz şi 40...60% în cel de al doilea caz (fig. 7.98,*c*).

În figura 7.99 sunt ilustrate liniile de egal nivel de degradare a rigidităţii structurale produse de acţiunea seismică. În ambele cazuri accelerograma de 0,5 g a fost aplicată la nivelul terenului (la baza secţiunilor de calcul al barajului). Profilul fundat pe depozitul aluvionar a suferit comparativ degradări mai mici decât profilul fundat pe stâncă, deşi intensitatea acţiunii seismice a fost identică. În ambele cazuri degradările maxime se produc la coronament în nucleu şi ating un nivel de degradare de 0,85 în cazul profilului fundat pe aluviuni şi de 0,55 în celălalt caz. În mod frecvent în această zonă se produc fisuri longitudinale la barajele care au suportat acţiunea unor cutremure de mare intensitate. Acest fenomen este acum pus în evidenţă şi prin calculele numerice.

Spectrele de răspuns în acceleraţii pentru trei noduri (*A*, *B*, *C*) situate în zona superioară a barajului (v. fig. 7.97) în ipoteza unei rate a amortizării $D = 0{,}10$ constantă pe întreaga suprafaţă a sistemelor baraj-fundaţie sunt prezentate în figura 7.100. Efectele de amortizare comparativ mai ridicate ale terenului aluvionar faţă

de terenul de fundare stâncos sunt din nou puse în evidenţă. Răspunsurile în acceleraţii spectrale, în nodurile considerate, pe ambele direcţii, orizontală şi respectiv verticală, la profilul fundat pe teren aluvionar sunt permanent de 2...3 ori mai mici decât valorile corespondente de la profilul fundat pe stâncă.

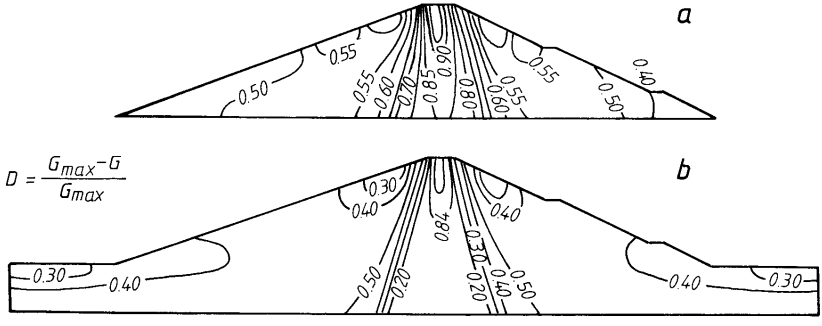


Fig. 7.99. Linii de egală degradare a rigidităţii structurale; *a* - profil fundat pe rocă, *b* - profil fundat pe straturi aluvionare.

În figura 7.101 sunt reprezentate liniile de egală intensitate seismică maximă de răspuns la acţiunea accelerogramei de 0,5g aplicată orizontal la nivelul terenului. În această analiză rata amortizării a variat de la element la element, în funcţie de nivelul deformaţiilor tangenţiale. Se poate remarca scăderea semnificativă a acceleraţiilor maxime de răspuns la partea superioară a profilelor, mai ales pe direcţie verticală, comparativ cu rezultatele din figura 7.100 în care rata amortizării se consideră constantă şi egală cu 0,10. Efectul amortizant al terenului de fundare aluvionar este pus în evidenţă şi cu această ocazie.

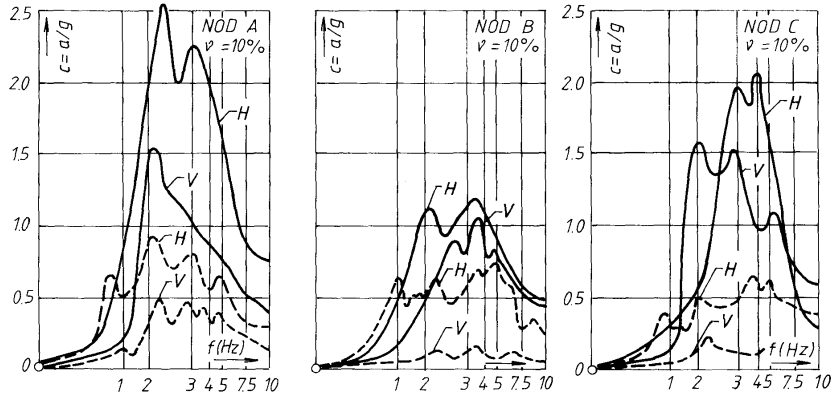


Fig. 7.100. Spectre de răspuns în acceleraţii în nodurile *A*, *B*, *C* (v. fig. 7.97) datorită cutremurului orizontal de 0,5 g aplicat la suprafaţa terenului; linie plină - profil fundat pe rocă, linie întreruptă - profil fundat pe straturi aluvionare.

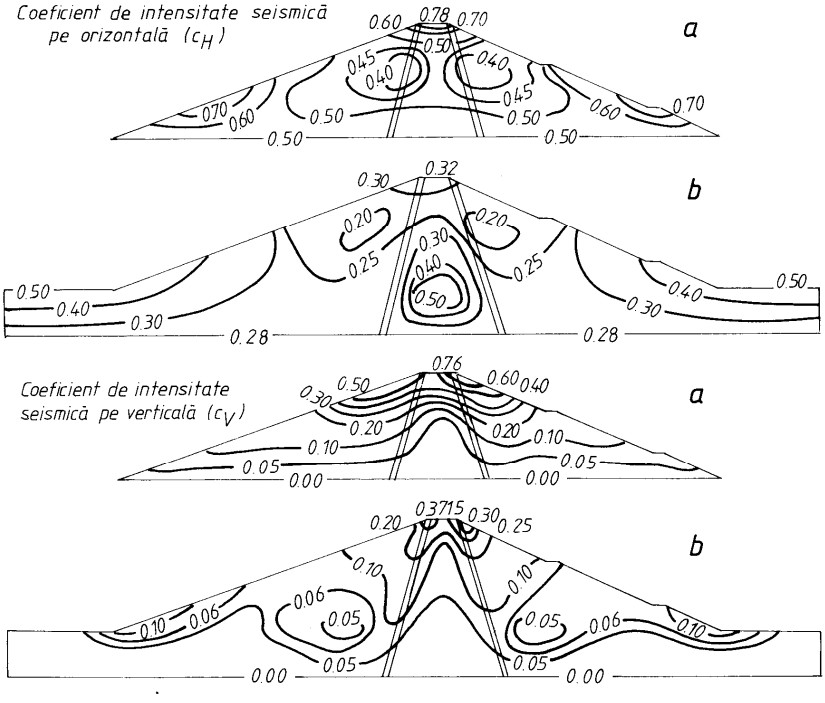


Fig. 7.101. Linii de egală intensitate seismică maximă de răspuns la acţiunea accelerogramei Vrancea-Surduc 11.03.1983 scalată 0,5 g şi aplicată orizontal la suprafaţa terenului: *a* - profil fundat pe rocă, *b* - profil fundat pe straturi aluvionare.

Acceleraţiile maxime de răspuns ajung la valori de 0,78 g pe orizontală şi respectiv 0,76 g pe verticală la coronament pentru profilul fundat pe stâncă şi corespondent 0,32 g pe orizontală, 0,36 g pe verticală pentru profilul fundat pe teren aluvionar.

Rezultatele studiului de înteracţiune sesimică baraj-fundaţie prezentate mai înainte au pus în evidenţă efectele importante ale caracteristicilor terenului de fundare asupra răspunsului seismic al barajului din umpluturi. În cazul analizat, răspunsul seismic al profilului de baraj de pământ cu nucleu de argilă fundat pe teren aluvionar a fost puternic atenuat comparativ cu răspunsul profilului echivalent fundat pe stâncă.

7.7.5. Deplasări seismice remanente

Datele obţinute de la barajele de umpluturi solicitate de cutremure de intensitate mare au arătat că aceste baraje au suferit frecvent tasări (deplasări) importante, chiar dacă nu s-au produs alunecări de taluze. În tabelul 7.13 sunt

exemplificate mai multe baraje care au suferit tasări semnificative produse de cutremure (cazurile produse prin lichefiere au fost eliminate) [80].

Tabelul 7.13

Denumirea barajului	Zona (Ţara)	Tipul barajului	Înălţime [m]	Magnitudine cutremur [M]	Anul	Acceleraţii maxime la nivel teren [g]	Acceleraţii maxime la coronament [g]	Tasări [cm]
Austrian	California	Pământ	56	7,1	1989	Posibil 0,55..0,65		85
Cogoti	Chile	Anrocam.	85	7,9	1943	0,19 H		40
Coyote	California	Pământ	43	6,2	1984			7,6
Coyote	California	Pământ	43	7,1	1989	0,49H+0,08V		Neglijabile
Elmer Chesbro	California	Pământ/ Anrocam.	29	7,1	1989	(0,4...0,5) H		11
Guadalupe	California	Pământ	43	7,1	1989	(0,4...0,5) H		20
Hebgen	Montana	Pământ	37	7,1	1959	0,65 H		185
El Infiernillo	Mexico	Anrocam.	150	7,6	1979	0,12 H	0,36 H	13
El Infiernillo	Mexico	Anrocam.	150	7,3	1981	0,05 H	0,15 H	6,5
El Infiernillo	Mexico	Anrocam.	150	8,1+7,5	1985	0,13 H Postşoc	0,50 H	11
Lexington	California	Pământ	62	7,1	1989	0,45H+0,15V	0,45 H+ 0,20 V	26
Lliu-Lliu	Chile	Pământ	20	7,5	1971	0,12 H		45
Miboro	Japonia	Anrocam.	131	7,0	1961	0,20 H		3
Minase	Japonia	Anrocam.	67	7,5	1964	0,08 H		6
Oroville	California	Pământ	230	5,7	1975	0,13H+0,09V	0,13 H	0,8
La Villita	Mexico	Pământ/ Anrocam.	60	7,6	1979	0,10 H	0,32 H	4,5
La Villita	Mexico	Pământ/ Anrocam.	60	7,3	1981	0,09 H	0,32 H	14
La Villita	Mexico	Pământ/ Anrocam.	60	8,1+7,5	1985	0,13 H Postşoc	0,55 H	45

H - direcţie orizontală, V - direcţie verticală

Evaluarea deplasărilor seismice remanente la baraje din umpluturi solici–tate de cutremure puternice este recomandabilă chiar şi pentru acele baraje la care analizele convenţionale cu metode pseudostatice au condus la coeficienţi de sigu–ranţă supraunitari.

Prima metodă de calcul a deplasărilor seismice remanente a fost elaborată de Newmark în 1965 [70].

Metoda Newmark este bazată pe conceptul unei acceleraţii limită (c_{crit}) la care o masă *M* situată pe un plan înclinat (taluz) rămâne nemişcată (încă nu alunecă pe taluz) (fig. 7.102). Dacă acceleraţiile de răspuns la nivelul masei depăşesc acceleraţia limită, masa *M* începe să alunece pe taluz, alunecare care continuă atât timp cât forţele de inerţie seismice care au provocat alunecarea în combinaţie cu celelalte încărcări sunt suficient de mari ca să învingă forţele care se opun

alunecării (forţele de frecare). Deplasările cumulative ale masei care alunecă pot fi calculate integrând succesiv de două ori în timp acceleraţiile efective ale masei care alunecă.

Ecuaţia de echilibru dinamic a masei M care alunecă pe taluz, folosind notaţiile din figura 7.102 are aspectul:

$$M\ \ddot{\delta}(t) - M\,g\,\sin\alpha - M\,c(y,t)\cos\alpha + \\ + \mu[M\,g\,\cos\alpha - M\,c\,(y,t)\sin\alpha] = 0\,, \tag{7.174}$$

unde $\ddot{\delta}(t)$ este acceleratia masei în alunecare, iar $c(y,t)$ acceleraţia de răspuns pe înălţimea barajului la acţiunea cutremurului.

Ecuaţia (7.174) se poate rezolva prin integrare numerică în timp. Ecuaţia (7.174) este valabilă atât timp cât se menţine tendinţa de deplasare (alunecare) a masei în jos pe taluz. O secvenţă de mişcare de alunecare pe taluz în jos încetează atunci când $\dot{\delta}(t) = 0$ şi $c(y,t) \le c_{crit.}$ În figura 7.103 se prezintă grafic rezultatele unui calcul de integrare numerică în timp a ecuaţiei (7.174).

Validitatea principiilor care au stat la baza metodei elaborate de Newmark a fost confirmată prin teste pe platforma vibrantă, efectuate de Goodman şi Seed (1966). Taluze alcătuite din materiale dense, uscate, fără coeziune, solicitate de vibraţii ciclice s-au comportat în acord cu ipotezele metodei Newmark. Mase de material de grosimi superficiale (mici) s-au desprins de pe suprafaţa taluzului, alu–necând spre baza lui pe durata fiecărui ciclu când forţele de inerţie au fost suficient de mari pentru a produce instabilităţi temporare. Mişcarea s-a oprit când forţele au schimbat sensul şi efectul general a fost mişcarea progresivă spre baza taluzului, cauzând o îndulcire a pantei la piciorul taluzului şi tasarea coronamentului.

Parametrii principali care condiţionează mărimea deplasărilor remanente în metoda Newmark sunt unghiul taluzului (α), coeficientul de frecare interioară (μ) şi acceleraţia cutremurului. În figura 7.104 sunt ilustrate valorile alunecărilor calculate la barajul Coyote solicitat de accelerograma cutremurului Morgan Hill (M = 6,2 , 1984).

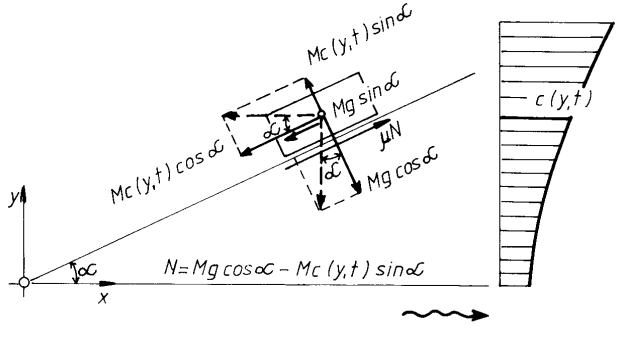


Fig. 7.102. Schema forţelor care acţionează asupra masei M care potenţial alunecă pe taluz.

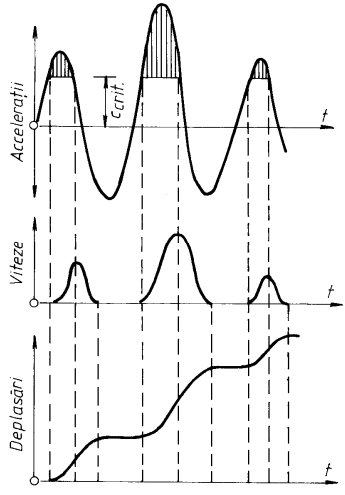


Fig. 7.103. Evaluarea deplasărilor cumulative prin integrarea în timp a ecuației de echilibru dinamic.

Datele arată că după depăşirea valorii de 1,00 m alunecările induse de cutremur cresc practic nelimitat indiferent de mărimea coeficientului de frecare. Altfel spus, dacă deplasările de alunecare induse de cutremur depăşesc 1,00 m, barajul se află în mare pericol de rupere. Dacă deplasările de alunecare induse de cutremur rămân în limita a 20...30 cm, barajul rămâne în limite acceptabile de siguranţă, pentru că nucleul de etanşare este încă acoperit şi protejat de prismele de piatră.

Metoda Newmark este aplicabilă în situaţiile când mişcările pe taluze se produc din lungul unor linii de rupere bine definite. Acesta este cazul barajelor din materiale necoezive, dense (anrocamente, balast) sau din materiale locale argiloase în care nu se produc variaţii importante a presiunii apei din pori pe durata cutremurului sau care nu-şi reduc semnificativ rezistenţa din cauza vibraţiilor seismice [71].

Makdisi şi Seed [74], analizând răspunsul seismic pentru diverse tipuri de baraje şi cutremure, pe baza principiilor formulate de Newmark au stabilit diagrame pentru calculul aproximativ al deplasărilor seismice remanente.

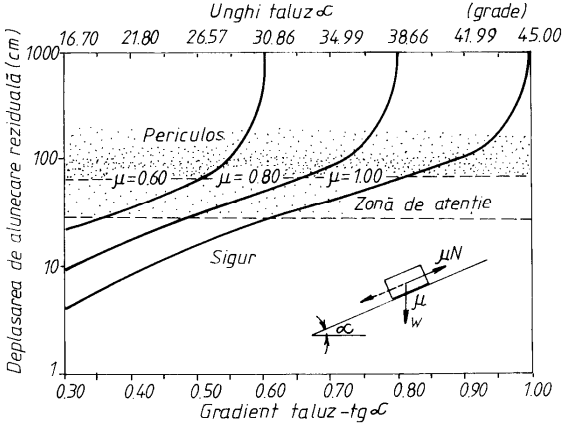


Fig. 7.104. Studiu parametric al deplasărilor seismice remanente la barajul Coyote solicitat de accelerograma cutremurului Morgan Hill (M = 6,2 , 1984).

În cazul barajelor de pământ alcătuite din materiale în care din cauza vibraţiilor seismice se produc creşteri importante ale presiunii apei din pori, asociate unor reduceri importante sau totale a capacităţii lor portante, deplasările seismice remanente sunt în mod esenţial influenţate de starea iniţială de eforturi şi de ciclurile de eforturi seismice. În acest caz sunt necesare teste de laborator pentru a evalua deformaţiile induse în pământuri prin ciclurile de eforturi seismice. Seed et al. [71] au elaborat o metodă de calcul a deformaţiilor seismice remanente ale barajelor de pământ alcătuite din asemenea materiale. În această metodă, într-o primă etapă se evaluează deformaţiile potenţiale seismice pe probe de material în condiţiile stării de eforturi iniţiale din corpul barajului, testate în laborator la cicluri echivalente de solicitări seismice. Deformaţiile seismice reale ale elementelor diferă de deformaţiile potenţiale determinate prin testele de laborator pe profile de materiale, datorită interacţiunii elementelor şi necesităţii de asigurare a compatibilităţii deformaţiilor pe întregul ansamblu. Deformaţiile servesc la calculul unor forţe seismice echivalente aplicate static în nodurile structurii discretizate în elemente finite. Forţele nodale echivalente sunt determinate din condiţia ca ele să producă în elemente deformaţii similare celor calculate prin analiza dinamică.

În vederea calculului forţelor nodale echivalente este necesar să se determine creşterile de efort asociate deformaţiilor potenţiale în elemente, induse de cutremur. În acest scop se fac două ipoteze pentru relaţia efort-deformaţie pentru pământuri, pe durata şi imediat după acţiunea cutremurului (fig. 7.105): relaţia efort-deformaţie corespunde unei variaţii hiperbolice determinate prin teste pe probe consolidate fără drenare; relaţia efort-deformaţie depinde numai de presiunea laterală iniţială efectivă din corpul barajului, existentă înaintea cutremurului.

Starea de eforturi unitare şi deformaţii specifice iniţiale (σ_{di}, ε_{iD}), precum şi deformaţiile specifice seismice potenţiale (ε_p) servesc pentru determinarea creşterilor de eforturi $\Delta\sigma_d$ (fig. 7.105). În calculele practice diferenţa între deformaţiile specifice iniţiale ale materialului nedrenat (ε_{iND}) şi drenat (ε_{iD}) fiind mică, ea poate fi neglijată în raport cu ε_p. Uneori este preferabil calculul liniar elastic al deplasărilor remanente utilizând E_{ech}, pentru ocolirea unor instabilităţi numerice care pot să apară în calculul neliniar.

În răspunsul seismic al barajelor de pământ solicitate de cutremure orizontale, predominante sunt deformaţiile specifice tangenţiale. Eforturile tangenţiale maxime induse de cutremure se produc într-o zonă cuprinsă între $\pm 10^{o}$ faţă de orizontală. Pe această bază, în metoda deplasărilor seismice remanente se consideră că eforturile tangenţiale seismice maxime ($\Delta\tau_{\max}$) acţionează de-a lungul planurilor orizontale şi ele pot fi calculate direct din efortul unitar seismic deviator ($\Delta\sigma_d$):

$$\Delta\tau_{\max} = \Delta\tau_{xy} = \frac{1}{2}\Delta\sigma_d \,. \tag{7.175}$$

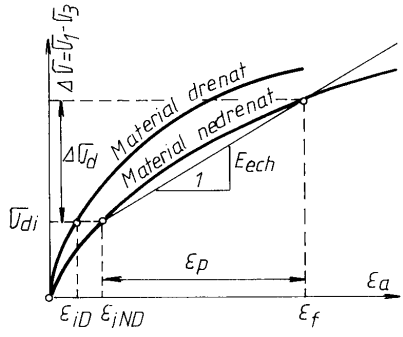


Fig. 7.105. Relaţia efort unitar deviator ($\Delta\sigma$) - deformaţie specifică axială (ε_a) înainte de cutremur (material drenat) şi în timpul cutremurului (material nedrenat).

În figura 7.106 se ilustrează modul de calcul al forţelor seismice nodale echivalente. Ele se determină în fiecare element finit şi în final se aplică static pe structură pentru calculul deplasărilor seismice remanente.

Unele rezultate privind aplicarea acestei metode la barajul Frunzaru ($H = 16{,}50$ m) de pe Oltul inferior sunt prezentate în figura 7.107. Barajul este alcătuit din material nisipos fundat pe un teren relativ gros (3...10 m) format din materiale fine granulare în stare afânată şi de îndesare medie, susceptibile de lichefiere. Deplasările seismice remanente maxime din acţiunea unor accele–rograme având vârfuri maxime de 0,15 g şi durate de 20...25 secunde se produc la coronament şi ajung la 0,88 m pe orizontală şi 0,55 m pe verticală (tasări).

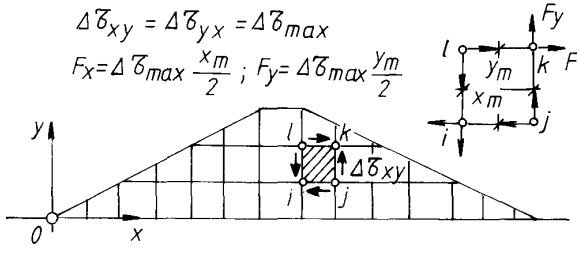


Fig. 7.106. Schemă de calcul a forţelor seismice nodale echivalente (axa *x* este în mod obligatoriu orizontală).

7.7.6. Analiza răspunsului seismic la MCE

În analiza răspunsului seismic al barajelor de umpluturi la acţiunea cutre–murului maxim credibil (MCE), considerarea comportării neliniare a materialelor din sistemul baraj-fundaţie este esenţială. Ipoteza comportării liniar-elastice şi aplicarea metodelor convenţionale pseudostatice sunt complet inacceptabile şi nerelevante. De asemenea, obiectivele analizei sunt diferite comparativ cu cele la DBE. În analiza răspunsului la MCE trebuie verificat dacă tasările (deplasările) barajului induse de cutremur nu conduc la depăşirea gărzilor de siguranţă şi la deversarea lui, dacă crăpăturile (fisurile) provocate de cutremur nu amorsează fenomene de eroziune internă şi pierderi necontrolate de apă şi în general, dacă barajul îşi păstrează capacitatea funcţională.

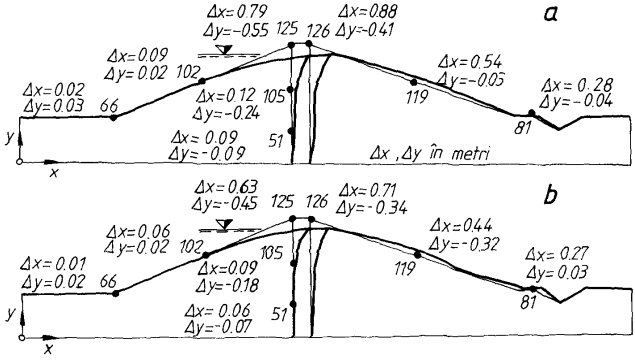


Fig. 7.107. Barajul Frunzaru (H = 16,50 m, Olt Inferior) - deplasări seismice remanente calculate pentru: *a* - accelerograma Vrancea, Bucureşti N-S 4.03.1977 scalată la 0,15 g; *b* - accelerogramă simulată $c_{\max} = 1{,}47$ m/s^2 .

Mai multe lucrări se referă la evaluarea directă a răspunsului seismic al unor mari baraje de umpluturi la MCE [11], [82], [83]. De asemenea, în una din problemele propuse spre rezolvare la cel de al treilea Seminar Internaţional organizat la Paris în 1994 de Comitetul pentru Calculul şi Proiectarea Barajelor din cadrul ICOLD s-a cerut postcalculul deplasărilor seismice remanente ale barajului Infiernillo (H =150 , Mexico) solicitat de cutremurul din 1979 (acceleraţii maxime pe orizontală la roca de bază 0,107 g şi la coronament 0,362 g) [84], [85].

În continuare se vor comenta unele rezultate obţinute în analiza barajului Marun (H = 165 m, Iran) la acţiunea MCE [11] (v. fig. 7.86). Predicţia comportării acestui baraj la DBE a fost prezentată la punctul 7.7.3, iar caracteristicile cutremurelor de calcul DBE şi MCE se pot găsi în figura 7.9.

Analiza răspunsului seismic la MCE s-a efectuat în secţiunea transversală de înălţime maximă a barajului. Simularea ridicării în trepte a construcţiei, pentru evaluarea caracteristicilor mecanice ale materialelor şi a stării de eforturi iniţiale la momentul începerii cutremurului s-a efectuat cu programul SIMEX. În program comportarea materialelor se reproduce după modelul hiperbolic Duncan-Chang. Răspunsul seismic neliniar a fost calculat pas cu pas în timp după metoda liniar echivalentă, cu programul FLUSH. Accelerograma de calcul MCE ($c_{\max} = 4{,}39$ m/s^2) şi curbele de compatibilitate G, D şi $\gamma\%$ pentru materialele din corpul barajului sunt prezentate în figura 7.108. Deplasările seismice remanente au fost evaluate cu programul DEFORM după metoda aproximării forţelor nodale echivalente elaborată de Seed et al. [71], [81]. În această metodă comportarea materialelor este modelată cu relaţiile hiperbolice deformaţii-eforturi după Duncan-Chang. Creşterile de presiune ale apei din pori produse de MCE în prismul amonte saturat, alcătuit din materiale granulare fără coeziune (balast, anrocamente) au fost evaluate cu programul GADFLEA [86]. Stabilitatea prismului amonte ţinând cont de creşterile de presiune a apei din pori a fost calculat în funcţie de raportul între eforturile tangenţiale maxime efective şi eforturile tangenţiale capabile.

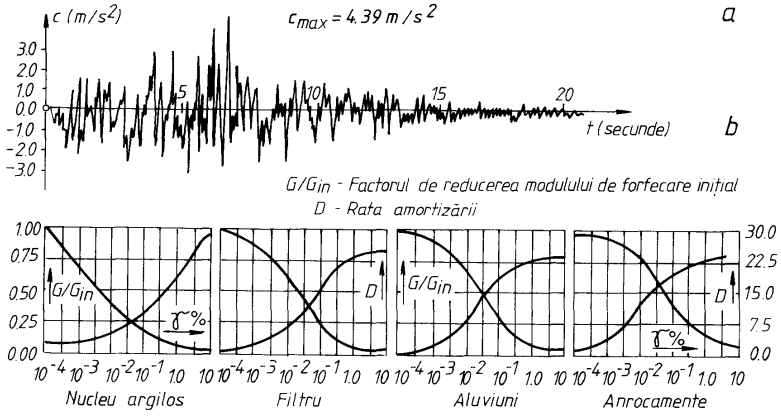


Fig. 7.108. Date de intrare pentru analiza seismică neliniară a barajului Marun: *a* - accelerograma MCE $c_{max} = 4{,}39$ m/s^2 aplicată orizontal, *b* - curbe de compatibilitate *G*, *D* şi γ% pentru materialele din corpul barajului.

Unele rezultate obţinute în analiza seismică neliniară efectuată cu programul FLUSH sunt ilustrate în figura 7.109.

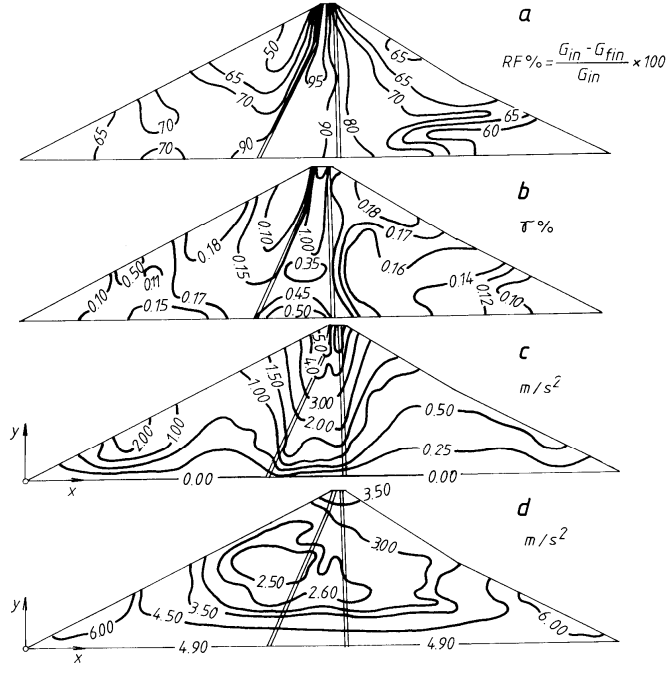


Fig. 7.109. Barajul Marun - rezultate în analiza seismică neliniară la acţiunea MCE $c_{max} = 4{,}39$ m/s^2 aplicat orizontal: *a* - grade maxime de degradare ale modulilor de deformaţie tangenţială, *b* - deformaţii maxime de forfecare, *c* - acceleraţii verticale maxime de răspuns, *d* - acceleraţii orizontale maxime de răspuns.

Gradul maxim de degradare a modulilor de deformaţie tangenţială (G) atinge 60...95%, valorile maxime ale degradării înregistrându-se în nucleul de argilă la coronament. Rezultatul anticipează producerea probabilă a fisurii verticale longitudinale în zona coronamentului în timpul MCE.

Acceleraţiile maxime verticale de răspuns la MCE aplicat orizontal cresc de la valorile nule de la baza barajului până la 5,00 m/s^2 la coronament. În schimb, acceleraţiile maxime orizontale de răspuns au o uşoară tendinţă de scădere de la 4,9 m/s^2 la baza barajului la 3,5 m/s^2 la coronament. Rezultatul poate fi explicat prin comportarea vâsco-elastică admisă pentru materialele din corpul barajului. Datorită comportării neliniare a materialelor, din analiza spectrelor Fourier de răspuns s-a stabilit că perioada fundamentală a barajului în momentul degradării maxime a materialelor a ajuns la $T = 2{,}275\,\text{s}$ de 2,3 ori mai mare decât cea calculată în ipoteza comportării liniar-elastice.

Deplasările seismice remanente provocate de MCE au fost calculate atât pentru cazul lacului gol, cât şi al lacului plin (fig. 7.110). Caracteristicile materialelor din corpul barajului înaintea cutremurului au fost cele rezultate în final în urma simulării cu programul SIMEX a execuţiei barajului şi umplerii lacului. Caracteristicile materialelor în timpul cutremurului au fost aproximate în funcţie de gradul de degradare a modulilor de deformaţie tangenţială evaluaţi prin programul FLUSH. Tasările maxime la coronament au rezultat de 73 cm în ipoteza lacului gol şi respectiv 72 cm în cazul lacului plin. Deplasările maxime remanente pe orizontală au fost de 18 cm la lac gol şi de 28 cm la lac plin, de asemenea la nivelul coronamentului. Având în vedere gărzile uzuale de siguranţă, valorile lor se înscriu în limite acceptabile.

Stabilitatea seismică la alunecare a prismului amonte ţinând cont de creş–terile de presiune a apei în pori din cauza MCE a fost evaluată în ipoteza pesimistă că materialele din prism lucrează în condiţii complet nedrenate pe durata cutremu–rului. În tabelul 7.14 se prezintă coeficienţii de permeabilitate ai materialelor din prismul amonte care au fost introduşi în calcule.

Cutremurul MCE, în calculul de evaluare a creşterilor de presiune a apei în pori a fost echivalat, conform datelor de intrare în programul GADFLEA cu 30 de cicluri armonice, fiecare cu durata de 1 secundă.

În figura 7.111 sunt ilustrate câteva rezultate obţinute în analiza cu programul GADFLEA. Ratele de creştere a presiunii apei din pori ($r = u/\sigma_0$, unde u este creşterea de presiune a apei în pori şi σ_0 efortul efectiv maxim principal iniţial) sunt mici sau moderate (valoare maximă $r = 0{,}217$ la $t = 30\,\text{s}$), în principal datorită permeabilităţilor ridicate ale materialelor din prismul amonte.

Tabelul 7.14

Tipul de material	K_x **- Coeficient de permeabilitate pe orizontală [cm/s]**	K_y **- Coeficient de permeabilitate pe verticală [cm/s]**
Filtru	10^{-4}	10^{-5}
Balast	5	0,5
Anrocamente	20	2

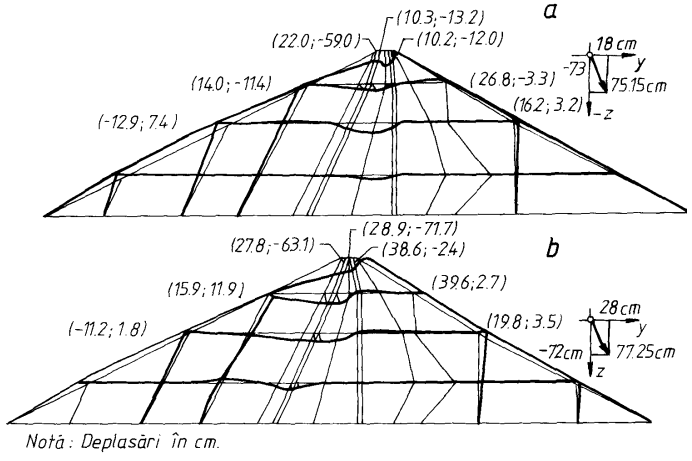


Fig. 7.110. Predicţii ale deplasărilor seismice remanente produse de MCE la barajul Marun: *a* - lac gol, *b* - lac plin.

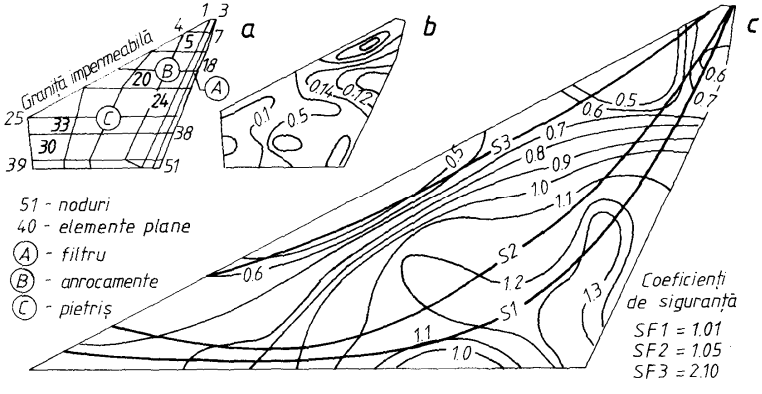


Fig. 7.111. Analiza stabilităţii prismului amonte al barajului Marun considerând creşterile de presiune a apei în pori generate de MCE: *a* - discretizări în elemente finite, *b* - linii de egală presiune suplimentară a apei din pori $\left(r = \frac{u}{\sigma_0} \right)$ la încheierea MCE echivalent ($t = 30$ s), *c* - linii de egal nivel al ratei de efort de forfecare (τ_{ef} / τ_{cap}) şi suprafeţe potenţiale de alunecare la $t = 30$ s.

Calculele de stabilitate la alunecare a prismului amonte, luând în considerație creşterile de presiune a apei din pori în timpul şi în perioada imediat următoare cutremurului, au relevat că suprafeţele de alunecare cele mai periculoase se deplasează în adâncime faţă de taluzul amonte. Coeficientul minim de siguranţă la alunecare de 1,01 care a rezultat pentru o suprafaţă de alunecare de adâncime care

se dezvoltă de la coronament este totuşi considerat satisfăcător având în vedere ipotezele conservative care au fost acceptate în această analiză.

7.8. Lichefierea şi mobilitatea ciclică

7.8.1. Noţiunile de lichefiere şi mobilitate ciclică

Termenul "lichefiere" este folosit în sens larg pentru fenomenul în care pământul se comportă ca un lichid. Lichefierea în mod obişnuit se produce în nisipurile saturate care îşi pierd rezistenţa lor la forfecare ca rezultat al creşterii presiunii apei în pori şi al descreşterii eforturilor efective.

În condiţii normale, înainte de cutremur, un element de pământ este solicitat de eforturi de compresiune verticală şi laterală din greutatea straturilor de deasupra. Acţiunea cutremurului constă dintr-o serie de eforturi ciclice pe elementul de nisip saturat afânat care tinde să-şi reducă volumul. Deoarece durata de aplicare a seriei de eforturi ciclice este prea scurtă în raport cu timpul necesar pentru drenarea apei din pori, contracţia volumică nu se poate produce imediat. Menţinerea la volum constant a elementului de nisip contractat, determină unele modificări în starea de eforturi din sistemul bifazic schelet solid+lichid. Eforturile efective de compresiune verticală şi laterală se reduc şi în consecinţă se produce o creştere echivalentă a presiunii apei din pori, conform relaţiei de echilibru:

$$\{\sigma\} = \{\sigma_{ef}\} + \{m\}p \qquad (+ \rightarrow \text{compresiuni}), \tag{7.176}$$

unde în problema plană şi în sistemul ortogonal *xoy*:

$\{\sigma\}^T = \{\sigma_x \quad \sigma_y \quad \tau_{xy}\}$	reprezintă	starea de eforturi totale
$\{\sigma_{ef}\}^T = \{\sigma_{x,ef} \quad \sigma_{y,ef} \quad \tau_{xy}\}$	-	starea de eforturi efective
p	-	presiunea în lichid (a apei din pori).
$\{m\}^T = \{1,\ 1,\ 0\}$		

În figura 7.112 se prezintă după Seed o ilustrare schematică a meca–nismului de generare a presiunii apei din pori pe durata încărcărilor ciclice. În situaţia când nisipul este suficient de afânat şi amplitudinea eforturilor ciclice de forfecare suficient de mare, presiunea apei din pori creşte până devine egală cu efortul iniţial efectiv de compresiune. În această stare eforturile efective intergranulare s-au redus la zero şi particulele individuale de nisip eliberate de orice constrângeri par a pluti în apă, aşa cum se ilustrează în figura 7.113,*b*. Această stare este numită lichefiere.

După producerea lichefierii, particulele individuale de nisip încep să se sedi–menteze în apă, apa din pori fiind totodată expulzată către suprafaţa depozitului de

nisip. În final, depozitul de nisip se reaşează într-o stare mai densă şi starea de eforturi în sistemul bifazic revine la valorile iniţiale (fig. 7.113,*c*).

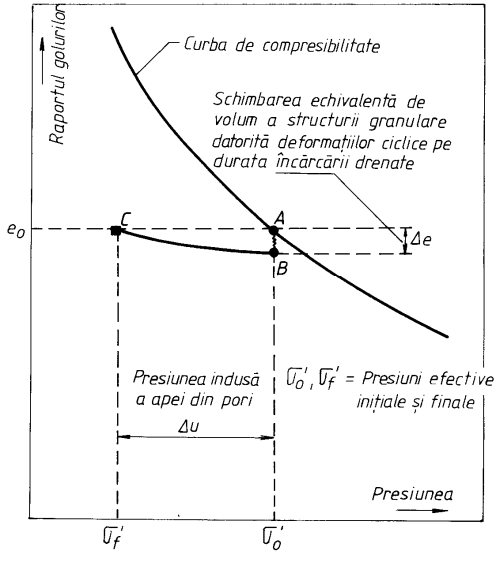


Fig. 7.112. Ilustrare schematică a mecanismului de generare a presiunii apei în pori pe durata încărcărilor ciclice (*după* Seed).

În figura 7.114 sunt prezentate înregistrările unor teste tipice de încercări de forfecare ciclică cu torsiune pe probe nedrenate de nisip afânat şi îndesat. Testele arată că presiunea apei din pori creşte permanent cu fiecare încărcare ciclică şi eventual ajunge la o valoare egală efortului de compresiune aplicat iniţial, simultan producându-se deformaţii ciclice mari. Totuşi, maniera de dez–voltare a deformaţiilor mari este diferită, depinzând de densitatea nisipului [65].

În cazul nisipurilor afânate, presiunea apei din pori creşte repede la valoarea efortului iniţial de compresiune şi deformaţii mari se dezvoltă rapid (deformaţii specifice de forfecare $\pm 20\%$). Când proba prezintă deformaţii neli–mitate fără a mobiliza o rezistenţă semnificativă la deformaţii, nisipul este "lichefiat".

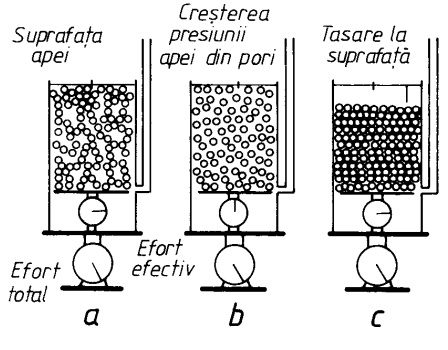


Fig. 7.113. Evoluţia sistemului solid-lichid în procesul de lichefiere: *a* - stare iniţială, *b* - în timpul lichefierii, *c* - după lichefiere.

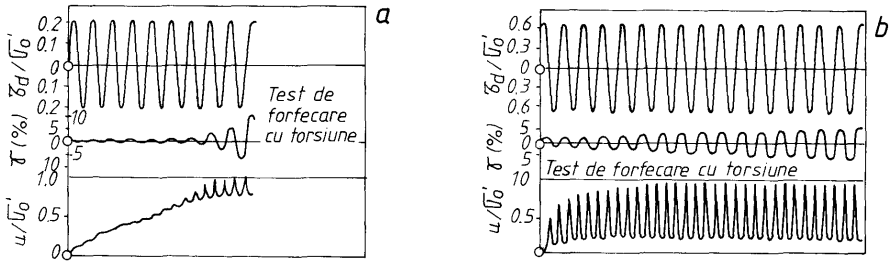


Fig. 7.114. Înregistrări ale unor teste de forfecare ciclică cu torsiune: *a* - nisip afânat, *b* - nisip îndesat.

În cazul contrar, dacă nisipul este îndesat, presiunea apei în pori creşte mai lent şi are fluctuaţii ciclice. După ce valoarea ei de vârf devine egală cu efortul de compresiune iniţial, variaţiile ciclice ale presiunii apei în pori devin staţionare (fig. 7.114,*b*). Deformaţiile de forfecare torsională cresc permanent cu fiecare încărcare ciclică, dar niciodată nu vor depăşi o anumită limită. Această comportare a nisipurilor îndesate este numită "mobilitate ciclică".

Indiferent de gradul de îndesare a nisipului, după un anumit număr de cicluri de încărcare, vârful presiunii apei din pori în fluctuaţiile ciclice devine pentru o fracţiune de timp egal cu efortul iniţial de compresiune. Această stare a fost denumită "lichefiere iniţială". În cazul nisipurilor afânate, lichefierea iniţială coincide cu începutul lichefierii însoţită de deformaţii mari, nelimitate. În cazul nisipurilor îndesate, lichefierea iniţială nu va conduce la apariţia unor deformaţii mari dar va reprezenta momentul de recunoaştere a unei stări de instabilitate ciclică (mobilitate ciclică).

7.8.2. Factorii care influenţează rezistenţa la lichefiere

Lichefierea se manifestă în diverse forme, cele mai cunoscute fiind prezentate pe scurt în continuare [87].

Vulcanii de nisip care se produc în urma cutremurelor, deşi nu reprezintă o formă de cedare proriu-zisă a pământurilor, sunt un indiciu a prezenţei în profun–zimea terenului a unor zone cu presiuni a apei în pori ridicate în care s-a produs, eventual, fenomenul de lichefiere.

Cedarea prin curgere datorită lichefierii are probabil consecinţele cele mai dezastruoase (fig. 7.115,*a*). Mase de pământ constituite din material lichefiat sau blocuri de material intact în lunecare pe un strat lichefiat se pot deplasa pe distanţe de zeci de metri şi în cazuri extreme chiar kilometri. Curgerile se dezvoltă, în general, în terenuri nisipoase afânate, saturate, pe pante de peste 3^{o}.

Împrăştierile laterale (fig. 7.115,*b*) presupun deplasarea laterală a unor blocuri mari din stratul superficial ca rezultat al lichefierii stratului de bază. Aceste

tipuri de cedări se produc în terenuri cu pante mai mici de 3^0. Dacă terenul este practic orizontal, lichefierea straturilor din adâncime produce fragmentarea în blocuri a stratului de la suprafaţă (fig. 7.115,*c*). În acest caz nu se produce o alunecare în masă ci doar oscilaţii ale blocurilor cu apariţia de fisuri şi tasări.

Pierderea capacităţii portante a terenului, datorită lichefierii, afectează în special structurile (fig. 7.115,*d*). Structurile supraterane şi îngropate pot suferi tasări şi rotiri mari, concomitent cu producerea unor deformaţii mari în masivul de pământ.

Plutirea în fundaţie a structurilor îngropate având greutate specifică mai mică decât a terenului înconjurător - rezervoare, conducte, piloţi, casete îngropate - care apare în timpul lichefierii pământurilor nisipoase, poate conduce la deteriorarea structurilor. Zidurile de sprijin cu umpluturi nisipoase în spatele lor, pot ceda prin amplificarea presiunilor laterale datorită lichefierii nisipurilor. Tasarea pământului, fenomen frecvent asociat lichefierii, poate avea efecte extrem de negative asupra construcţiilor.

Barajele de pământ se pot încadra în categoria terenurilor în pantă sau a umpluturilor. În figura 7.116 sunt schematizate modurile posibile de cedare a umpluturilor prin lichefiere. Cedarea prin curgere apare în condiţiile când pământul se poate deforma continuu sub acţiunea unui efort de forfecare mai mic sau egal cu efortul tangenţial static existent în masiv. În acest caz, echilibrul se va restabili după producerea unor deplasări sau tasări considerabile. Cedările prin deformaţii mari implică deplasări permanente mari (tasări) care apar în timpul sau după producerea cutremurelor. Masa de pământ poate fisura dar rămâne stabilă, fără mari schimbări geometrice.

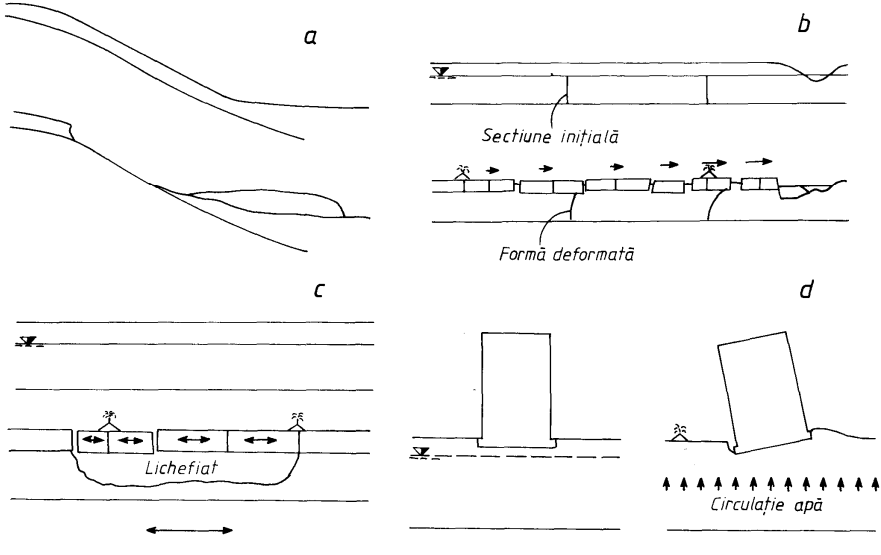


Fig. 7.115. Scheme de cedări produse de lichefiere: *a* - prin curgere, *b* - prin împrăştiere laterală, *c* - prin oscilaţii ale terenului, *d* - prin pierderea capacităţii portante a terenului [87].

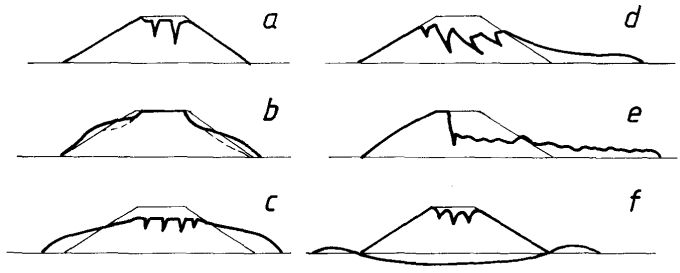


Fig. 7.116. Moduri de cedare a umpluturilor prin lichefiere:
a, *f* - deformaţii excesive, *b*...*e* - curgere [87].

Rezistenţa la lichefiere a pământurilor este influenţată de o serie de factori, cei mai importanţi fiind dimensiunea particulelor şi curba granulometrică, densitatea relativă, încărcarea din greutatea straturilor de deasupra şi neregularitatea încărcării. În toate testele de laborator, rezistenţa la lichefiere este afectată de penetrarea membranei, metoda de preparare a probei, timpul de consolidare etc.

Tipul de pământ cel mai susceptibil de lichefiere este acela în care rezistenţa la deformaţie este mobilizată prin frecarea între particule sub influenţa efortului normal. În cazul argilelor sau pământurilor prăfoase nu se produc totuşi deformaţii nelimitate chiar în condiţii de efort efectiv nul datorită coeziunii dintre particule. Pe de altă parte, este larg acceptat că materialele grosiere cum sunt pietrişul şi roca concasată nu suferă de lichefiere, pe de o parte datorită descreşterilor reduse de volum pe durata forfecării, iar pe de altă parte datorită disipării rapide a presiunii apei din pori.

În condiţiile menţionate mai înainte apare probabilă existenţa unor limite de separare bazate pe dimensiunea şi distribuţia particulelor (granulelor) între pământurile nisipoase lichefiabile potenţial şi pământurile cu granulaţie fină (argile, prafuri) şi materiale grosiere (pietriş, rocă concasată) care nu sunt vulne–rabile la lichefiere. În figura 7.117, după Tsuchida (1970), sunt prezentate asemenea curbe granulometrice de separare între pământurile lichefiabile şi nelichefiabile. Ele au rezultat pe bază de analize granulometrice de pământuri de origine diluvială şi aluvionară care s-au lichefiat sau nu s-au lichefiat ca urmare a unor cutremure.

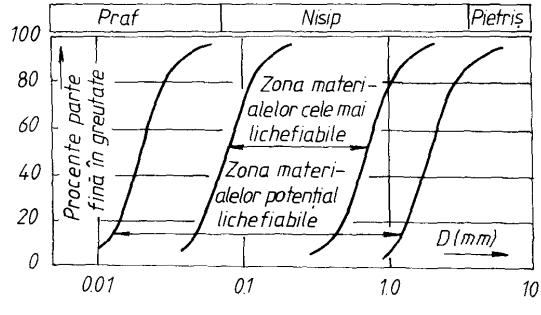


Fig. 7.117. Curbe granulometrice limită de separare între pământurile lichefiabile şi nelichefiabile.

Densitatea relativă D_r este un parametru larg folosit ca măsură a gradului de compactare a nisipurilor curate şi se defineşte prin relaţia:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}, \tag{7.177}$$

unde $e_{\max}$ este raportul golurilor maxime şi $e_{\min}$ raportul golurilor minime.

Influenţa densităţii relative asupra rezistenţei la lichefiere este ilustrată în figura 7.118. Rezistenţa la lichefiere este aproape direct proporţională cu densitatea relativă dacă nisipul nu este foarte îndesat. Proporţionalitatea nu mai este însă valabilă în cazul nisipurilor foarte îndesate (fig. 7.118,*b*). Rezistenţa la lichefiere depinde de asemenea de amplitudinea deformaţiei de forfecare.

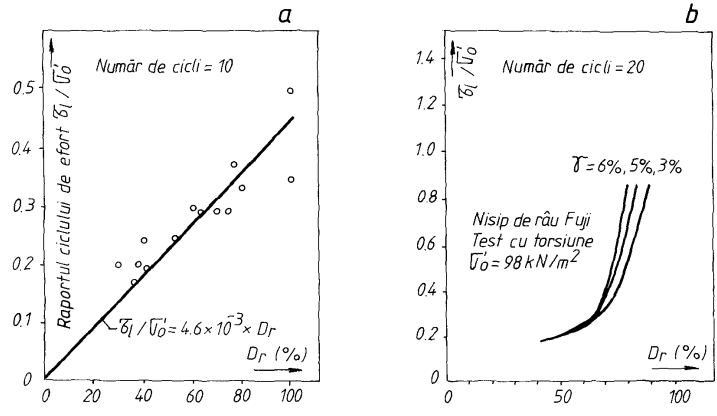

a
Număr de cicli = 10
Raportul ciclului de efort τ_l / σ_0'
$\tau_l / \sigma_0' \approx 4.6 \times 10^{-3} \times D_r$
D_r (%)
b
Număr de cicli = 20
γ = 6%, 5%, 3%
Nisip de râu Fuji
Test cu torsiune
$\sigma_0' = 98$ kN/m^2
D_r (%)

Fig. 7.118. Variaţia rezistenţei la lichefiere cu densitatea relativă D_r (τ_l - efortul de forfecare torsional ciclic, σ_0' - efortul iniţial de compresiune al probei, γ - deformaţia tangenţială).

În figura 7.119 sunt prezentate rezultate ale unor teste efectuate pe nisip curat în aparatul triaxial ciclic. Datele relevă că amplitudinea efortului ciclic σ_d care produce lichefierea în 10 cicluri este direct proporţional cu efortul iniţial de compresiune din probă σ_0' în cadrul domeniului de variaţie σ_0' = 100...1500 kPa.

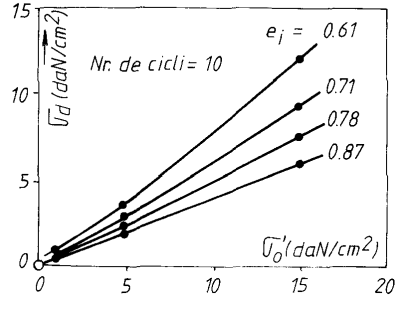


Fig. 7.119. Amplitudinea efortului ciclic σ_d care provoacă lichefierea în raport cu efortul iniţial de compresiune σ_0' (*e* - raportul golurilor).

În timpul cutremurelor reale amplitudinea şi direcţia eforturilor de forfe– care variază aleatoriu. Teste de laborator au relevat că şi aceste variaţii au unele influenţe asupra rezistenţei la lichefiere a materialelor [65].

7.8.3. Metode de calcul la lichefiere

În ultimele decenii s-au elaborat numeroase metode de calcul al lichefierii induse de cutremure [3], [4], [65], [87], [88], [89]. Aceste metode sunt în general concepute din două secvenţe:

– evaluarea în timp a răspunsului seismic în eforturi şi deformaţii în diverse puncte din sistemul baraj-fundaţie, prin metode din dinamica structurilor;

– evaluarea generării şi disipării presiunii apei din pori induse de cutremur.

În metodele decuplate cele două secvenţe sunt parcurse separat. În final în cadrul acestor metode, rezultatele obţinute se completează cu teste de laborator ciclice nedrenate, pentru a se evalua potenţialul de lichefiere din sistemul analizat.

În metodele cuplate, ecuaţiile diferenţiale care guvernează mişcarea celor două faze ale sistemului analizat (solidă şi lichidă) sunt cuplate cu ecuaţia de conservare a masei (de continuitate), rezultând un sistem de ecuaţii complet cuplate care descriu fenomenul. În cadrul acestor metode, mecanismele de generare şi disipare a presiunii apei din pori sunt cuplate cu deformaţia scheletului solid prin folosirea unor ecuaţii de tip Biot şi, deci, controlate prin relaţiile constitutive ale modelului.

În continuare se prezintă un model de calcul elaborat de Seed et al. [90] care permite calculul presiunii apei în pori generate de încărcările ciclice în condiţii unidimensionale, prin introducerea unui termen suplimentar în relaţiile generale ale consolidării. Termenul suplimentar, numit termen sursă corespunde excesului de presiune a apei în pori generată de eforturile tangenţiale alternante. Pe baza modelului s-a elaborat programul de calcul GADFLEA, creându-se astfel posibilitatea folosirii modelului în numeroase aplicaţii practice [86].

Relaţia de bază care guvernează generarea şi disiparea presiunii apei în pori într-un mediu bifazic (solid+lichid) se bazează pe legea Darcy pentru curgerea apei în pori şi pe ecuaţia de continuitate. După introducerea termenului sursă menţionat mai înainte, relaţia are aspectul:

$$\frac{1}{\gamma_\omega}\left[\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x\frac{\partial u}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(k_y\frac{\partial u}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left(k_z\frac{\partial u}{\partial x}\right)\right]=m_{v3}\left(\frac{\partial u}{\partial t}-\frac{\partial u_g}{\partial N}\frac{\partial N}{\partial t}\right) \quad (7.178)$$

unde x, y, z este un sistem ortogonal tridimensional; u - presiunea apei în pori în exces, k_x, k_y, k_z - coeficienţii de permeabilitate pe direcţiile x, y şi z; γ_ω - greu–tatea volumetrică a apei; m_{v3} - coeficientul de compresibilitate volumică.

Termenul sursă $\frac{\partial u_g}{\partial N}\frac{\partial N}{\partial t}$ are semnificaţia că dacă într-un interval de timp dt, presiunea apei în pori suferă o schimbare du, în acelaşi interval se va produce o creştere suplimentară a presiunii apei în pori $\frac{\partial u_g}{\partial N}dN$, cauzată de cele dN cicluri de eforturi tangenţiale alternante aplicate; u_g este presiunea apei în pori generată de eforturile tangenţiale alternante.

În membrul drept al relaţiei (7.178) s-a admis că materialul este izotrop în raport cu deformaţiile sale şi modulul de compresibilitate (K) este constant în intervalul de timp dt.

În vederea rezolvării ecuaţiei (7.178) este necesară evaluarea celor două componente ale terenului sursă $\frac{\partial u_g}{\partial N}$ şi $\frac{\partial N}{\partial t}$, precum şi cunoaşterea caracte–risticilor de permeabilitate şi compresibilitate ale materialelor din sistem.

Valoarea lui $\frac{\partial u_g}{\partial N}$ poate fi determinată în aparatul dinamic triaxial prin teste pe probe nedrenate. O relaţie uzuală de legătură între u_g şi N are forma:

$$\frac{u_g}{\sigma_0}=\frac{2}{\Pi}\arcsin\left(\frac{N}{N_l}\right)^{\frac{1}{2\theta}}, \qquad (7.179)$$

unde N_l este numărul de cicluri necesare pentru a produce lichefierea; σ_0 - efortul iniţial efectiv mediu de compresiune pentru încercări în triaxial sau efortul iniţial vertical efectiv pentru încercări de forfecare simplă; θ - constantă empirică depinzând de pământ şi de condiţiile de încercare, care în mod obişnuit are valoarea $\theta=0{,}7$ (fig. 7.120); $\frac{u_g}{\sigma_0}=r_u$ - rata de creştere a presiunii apei în pori.

Valoarea lui $\frac{\partial N}{\partial t}$ poate fi găsită prin echivalarea încărcărilor seismice ciclice neregulate cu un număr de cicluri uniforme N_{ech} care se produc într-o durată de timp t_{ech}. Rezultă că:

$$\frac{\partial N}{\partial t}=\frac{N_{ech}}{t_{ech}} \quad \text{pentru} \quad t\,[0,t_{ech}]. \qquad (7.180)$$

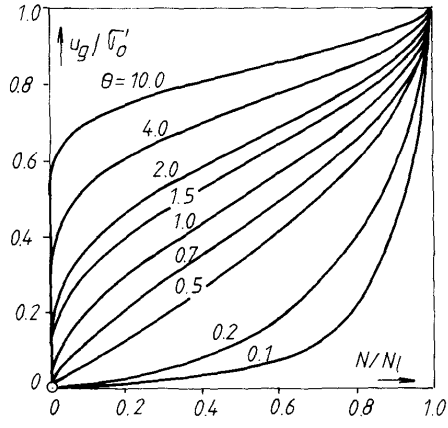


Fig. 7.120. Curbe pentru determinarea ratei de creştere a presiunii apei în pori din încărcări ciclice (v. formula (7.179)).

În literatura de specialitate sunt dezvoltate diverse metodologii de calcul al lui N_{ech} şi t_{ech}. Un concept simplu şi uzual este Palmgren-Minner bazat pe ipoteza că energia aplicată în timpul unor eforturi ciclice are un efect cumulativ asupra reducerii capacităţii portante a materialului. Acest efect este considerat ca fiind proporţional cu nivelul de energie al unui ciclu şi independent de momentul când acţionează acest ciclu în ansamblul ciclurilor neregulate considerate. Pe baza ipotezelor menţionate se poate determina N_{ech} care să conducă la acelaşi grad de reducere a capacităţii portante a materialului, exprimată prin deformaţia specifică constantă ($\varepsilon = ct$.), la fel ca acţiunea seismică reală alcătuită din cicluri aleatoare.

Coeficientul de compresibilitate volumică m_{v3} este practic constant pentru valori reduse ale ratei de creştere a presiunii apei în pori r_u . Dacă $r_u \geq 0{,}6$, atunci m_{v3} depinde de densitatea relativă a materialului (D_r) şi r_u . Seed et al. au propus o relaţie aproximativă care exprimă această dependenţă:

$$\frac{m_{v3}}{m_{v3,0}} = \frac{e^y}{1 + y + 0{,}5\, y^2} \quad , \tag{7.181}$$

unde $m_{v3,0}$ este coeficientul de compresibilitate volumică pentru $r_u = 0$;

$$y = A\,(r_u)^{\beta} \tag{7.182}$$

$$A = 5\,(1{,}5 - D_r) \tag{7.183}$$

$$B = 3 \cdot 2^{-2D_r} \tag{7.184}$$

Coeficienţii de permeabilitate (k_x, k_y, k_z) pot fi determinaţi pe baza datelor din literatură, funcţie de dimensiunile caracteristice ale granulelor sau prin măsurători *in situ*. Ei nu sunt influenţaţi sensibil de generarea şi disiparea presiunii apei în pori şi pot fi consideraţi constanţi pe durata analizei.

În programul GADFLEA rezolvarea ecuaţiei (7.178) se face prin metoda elementelor finite. Ecuaţia este rezolvată în cazul curgerilor plane (planul x,o,y) sau radial simetrice. Domeniul se discretizează într-un ansamblu de elemente finite triunghiulare şi patrulatere. Programul furnizează evoluţia discretă în timp a excesului de presiune a apei în pori în nodurile sistemului discretizat, provocat de accelerograma cutremurului.

Un alt program de calcul folosit în România pentru analiza numerică a lichefierii este LAS III [91]. Informaţii privind aplicarea acestui program de calcul se pot găsi în lucrarea de doctorat elaborată de Altan Abdulamit [87].

7.8.4. Analize de predicţie şi postanalize de lichefiere

Pe cursul inferior al Oltului în sectorul Slatina-Dunăre s-au realizat sau se găsesc în timpul construcţiei cinci amenajări hidroenergetice de tip centrale-baraj: Ipoteşti, Drăgăneşti, Frunzaru, Rusăneşti şi Izbiceni. Toate amenajările sunt prevă–zute cu lucrări importante de diguri longitudinale de închidere. Lungimea totală a acestor lucrări este de circa 188 km, iar înălţimea lor variază între 0...16 m [89], [95].

O problemă importantă care s-a rezolvat în timpul proiectării acestor lucrări a fost în legătură cu riscul pentru stabilitatea lucrărilor cauzat de unele materiale lichefiabile din zonă (nisipuri fine afânate, saturate) care urmau într-o măsură mai mare sau mai mică să fie admise în corpul sau fundaţia digurilor.

În faza de proiectare s-au analizat diverse variante constructive de alcătuire a secţiunii digurilor, două dintre ele fiind ilustrate în figura 7.121. Ele se diferenţiază în principal prin reducerea grosimii saltelei drenante de la 2.50 m la 1.50 m şi în compensare includerea unei berme stabilizatoare de 10 m lăţime la paramentul aval. Din punct de vedere al riscului de producere a lichefierii, aceste variante constructive au fost analizate comparativ, cu programul de calcul GADFLEA.

În tabelul 7.15 se dau caracteristicile principale mecanice şi hidraulice ale materialelor din sistemul baraj-fundaţie, considerate în calcule.

În figura 7.122 se prezintă curbe de rezistenţă la lichefiere pentru nisipuri de Drăgăneşti-Olt. Ele au fost determinate pe probe netulburate încercate în aparatul triaxial dinamic.

Cutremurul de calcul a constat din 30 de cicluri uniforme de efort pulsator, fiecare cu durata de 1 secundă. El ar echivala un cutremur de magnitudine $M = 7{,}5...8{,}0$.

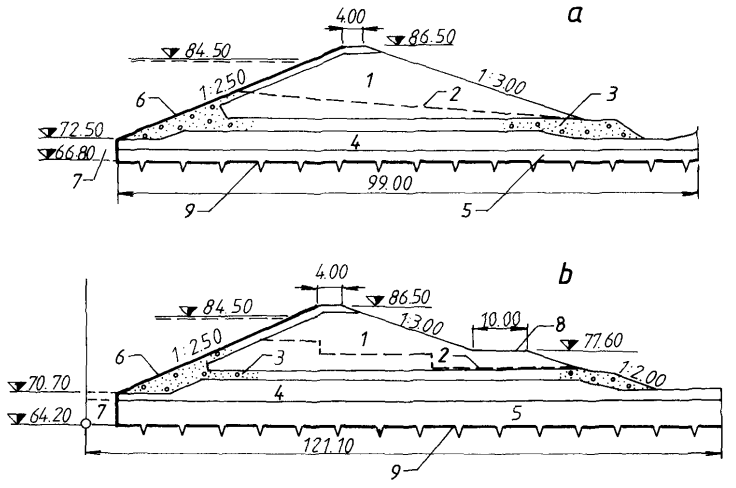


Fig. 7.121. Variante constructive de alcătuire a secţiunii digurilor de închidere de pe sectorul Olt-inferior: *a* - cu saltea din material drenant, *b* - cu saltea din material drenant şi bermă aval; *1* - nisipuri, prafuri nisipoase vibrocompactate, *2* - curbă de infiltraţie, *3* - saltea drenantă, *4* - nisip prăfos, *5* - balast (pietriş, bolovăniş), *6* - mască de beton armat, *7* - perete de etanşare, *8* - bermă, *9* - linia rocii de bază.

Tabelul 7.15

Tipul materialului	***k*** **[m/s]**	**γ [kN/m^3]**	***D$_r$***	***m$_{v3}$*** **[m^2/kN]**	**φ**	***c*** **[kN/m^2]**	***E*** **kN/m^2**	**ν**
Nisip compactat-corp baraj	10^{-4}	20,2	0,70	$5 \cdot 10^{-5}$	30^0	0,0	15000	0,30
Nisip saturat, compactat-corp baraj	10^{-4}	23,5	0,70	$5 \cdot 10^{-5}$	30^0	0,0	15000	0,30
Material drenant	10^{-3}	23,5	0,70	$1 \cdot 10^{-6}$	35^0	0,0	20000	0,25
Nisip prăfos-fundaţie	10^{-6}	21,7	0,50	$1 \cdot 10^{-4}$	25^0	0,0	8000	0,35
Balast - fundaţie	10^{-3}	23,5	0,60	$5 \cdot 10^{-5}$	35^0	0,0	25000	0,20

Acceleraţia maximă a cutremurului s-a considerat $c_{\max} = 0{,}20\,\mathrm{g}$.

Numărul de cicluri care produc lichefierea depinde de raportul σ_{dc} / σ_c, unde σ_{dc} este efortul dinamic ciclic şi σ_c - efortul iniţial de consolidare a probei. Pe baza datelor din literatura de specialitate [90] s-a admis că:

$$\sigma_{dc} = 2\,\tau_{mc} = 2 \cdot 0{,}65\;\; \sigma_v \;\frac{c_{\max}}{g}\,(0{,}8...1{,}0)\,, \qquad (7.185)$$

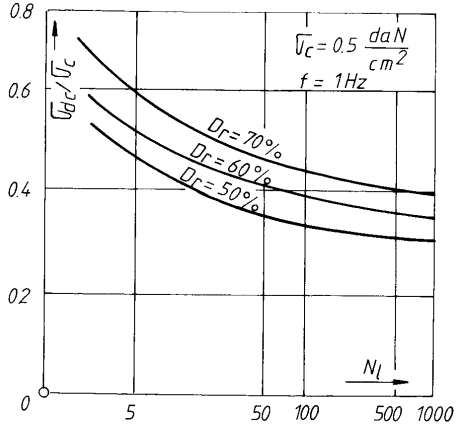


Fig. 7.122. Curbe de rezistenţă la lichefiere pentru nisipuri de Drăgăneşti-Olt; σ_{dc} - efort dinamic ciclic, σ_c - efort de consolidare a probei, N_l - numărul de cicluri care produc lichefierea, D_r - densitate relativă.

unde τ_{mc} este efortul tangenţial mediu ciclic, σ_v - efortul vertical iniţial şi g - acceleraţia gravitaţiei. Factorii 0,65 echivalează trecerea de la efortul tangenţial maxim la efortul tangenţial mediu uniform, iar 0,8...1,0 reducerea eforturilor datorită deformabilităţii pământului, pentru baraje cu înălţimi de maximum 12,00 m.

În figura 7.123 se arată evoluţia liniilor de egală rată de creştere a presiunii apei în pori în exces (r_u) pentru câteva momente de timp t pe durata şi după încheierea cutremurului echivalent de calcul, în cazul variantei constructive din figura 7.121,*a*. Se constată apariţia unor zone lichefiate ($r_u = 1$) în zona piciorului aval al digului, care treptat se extind către centrul profilului. După încetarea cutremurului (t = 30 s) are loc un proces de disipare şi redistribuire a presiunii apei din pori, astfel că la 250 de secunde după cutremur numai o zonă restrânsă la piciorul aval al profilului se mai află în stadiu de lichefiere.

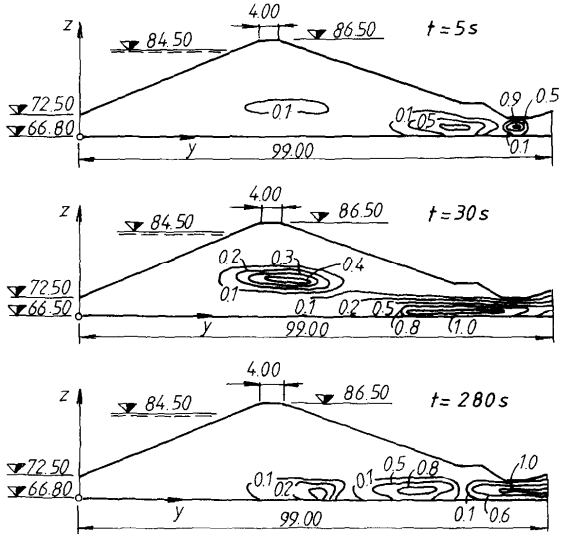


Fig. 7.123. Evoluţia ratei de creştere a presiunii suplimentare a apei în pori (r_u) pentru profilul din figura 7.121,*a* solicitat de 30 cicli de efort pulsator cu frecvenţa de 1 Hz.

Berma (fig. 7.121,*b*), prin efectul de creştere zonală a eforturilor verticale, întârzie apariţia lichefierii la piciorul aval al digului , care apare iniţial mai către centrul profilului. Pe ansamblu însă, disiparea presiunii apei în pori este mai lentă şi zona lichefiată este relativ mai mare decât în cazul profilului fără bermă. Analizele au pus în evidenţă efectul disipativ important al saltelei de drenaj.

Cutremurele Vrancea din 30 mai 1990 ($M = 6{,}7$) şi 31 mai 1990 ($M = 6{,}1$) au oferit ocazia de a se verifica practic soluţiile constructive de combatere a lichefierii aplicate la barajele şi digurile de pământ de la amenajările hidroenergetice de pe sectorul Olt inferior. Acceleraţia maximă a cutremurului în zonă a fost apreciată la 0,12 g. În figura 7.124 se prezintă o înregistrare în câmp liber a cutremurului Vrancea din 30.05.1990 pe un sector de râu vecin Oltului cu profil geologic asemănător.

Secţiunea transversală tipică a barajului de pământ Drăgăneşti-Olt şi profilul geologic din amplasament sunt prezentate în figura 7.125. O tehnologie de creştere a rezistenţei la lichefiere a stratului existent de nisip fin, uniform, afânat din fundaţia barajului de pământ a fost aplicată pe circa 80% din ampriza barajului. Ea a constat din umplerea cu pietriş a unor coloane de până la 4 m adâncime create de un trunchi de piramidă împins prin vibropresare. Prin această măsură constructivă densitatea relativă a materialului (D_r) a crescut de la 0,15...0,30 până la 0,55...0,65, iar coeficienţii de permeabilitate au crescut de circa 50...100 ori.

Barajul şi digurile de închidere având o lungime totală de circa 28 km au suportat bine acţiunea cutremurului Vrancea din 1990, cu excepţia unei zone de la malul stâng unde pe o lungime de circa 60 m s-a produs o alunecare în zona piciorului aval al digului (fig. 7.126).

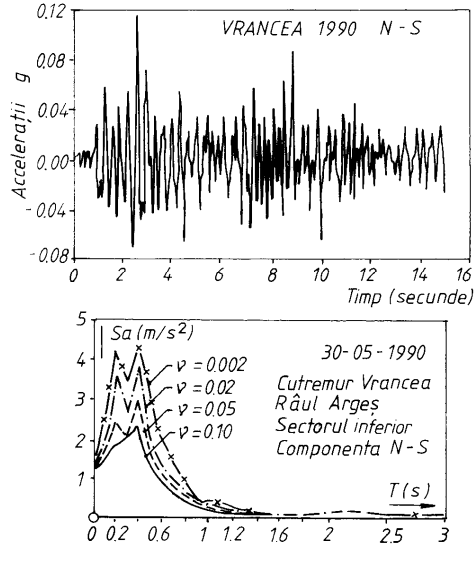


Fig. 7.124. Accelerogramă şi spectru seismic de răspuns al cutremurului Vrancea 30.05.1990 înregistrat pe sectorul râului Argeş-inferior.

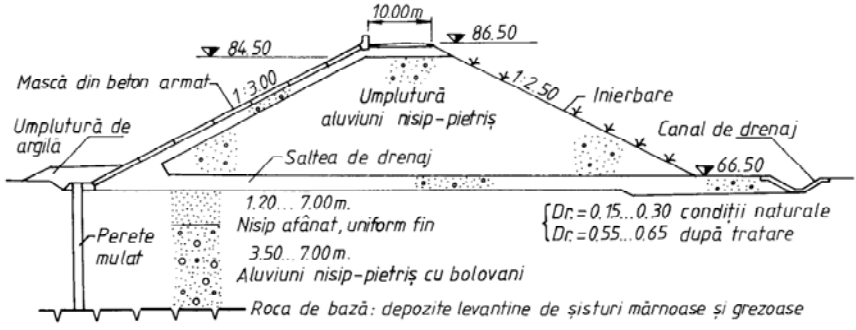


Fig. 7.125. Secţiune transversală tipică a barajului Drăgăneşti-Olt şi profil geologic în amplasament.

Alunecarea s-a produs pe un plan aproape vertical situat la paramentul aval la jumătate din înălţimea barajului. Unele infiltraţii difuze fuseseră detectate în această zonă, care după alunecare s-au concentrat în două izvoare cu debite de circa 2..3 l/s fiecare. Unele fisuri au fost observate pe berma de la piciorul aval al barajului în zonele învecinate alunecării. La paramentul amonte, în aceeaşi zonă unde la paramentul aval a avut loc alunecarea, s-au produs fisuri şi ridicări ale datelor de beton armat din masca de etanşare.

Imediat după cutremur, nivelul în lac a fost coborât într-un ritm de 0,5...1,0 m/24 ore. Lacul a fost parţial golit în acest ritm în circa două săptămâni.

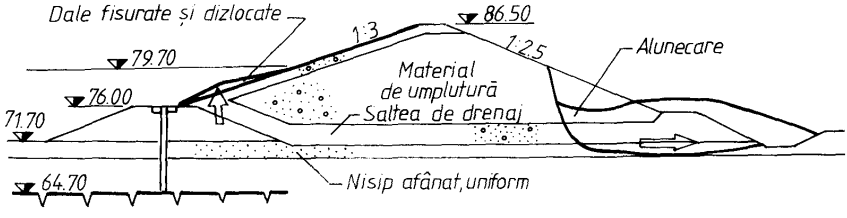


Fig. 7.126. Schiţa avariilor de la barajul de pământ Drăgăneşti-Olt provocate de cutremurul Vrancea din 30.05.1990.

Interpretarea datelor din teren şi testele de laborator au condus la concluzia că accidentul s-a produs din cauza lichefierii în timpul cutremurului a stratului de nisip afânat din fundaţia barajului. În această zonă stratul respectiv a avut numai 1,50 m grosime şi nu s-a aplicat tehnologia cu coloane umplute cu balast descrisă mai înainte. Compactarea stratului s-a făcut numai prin vibrocompactare cu un rulou vibrator de 160 kN. Performanţele aşteptate de creştere în adâncime a densităţii relative a materialului din stratul de fundaţie se pare că nu s-au realizat.

Măsurile de remediere la paramentul aval au constat într-o primă etapă în evacuarea materialului alunecat. În etapa următoare, golul rămas după evacuarea

materialului a fost umplut cu material de drenaj compactat în straturi de 0,50 m grosime cu compactorul neted de 160 kN fără vibrare. O bermă stabilizatoare de 10 m lăţime a fost realizată pe paramentul aval la jumătatea înălţimii barajului. Pe paramentul amonte dalele dizlocate au fost înlocuite, fisurile din dale au fost injectate cu răşini epoxidice, iar rosturile de etanşare cu defecte au fost reparate. Lucrările de remediere au fost realizate în două luni.

Datele obţinute din investigarea accidentului au fost folosite în postanalize cu programul de calcul GADFLEA, pentru explicarea mecanismului de producere [96], [97]. În figurile 7.127 şi 7.128 sunt ilustrate câteva rezultate din postanalize. Cutremurul a fost echivalat cu 10 cicluri de încărcare cu frecvenţa de 1 Hz. Ipoteza de lichefiere a stratului de nisip afânat din fundaţie a fost confirmată de calcule. În zona piciorului aval, stratul respectiv începe să se lichefieze la 9 secunde după începerea cutremurului. Alunecarea pare să se fi produs la încheierea cutremurului (secunda 10) sau imediat în secundele următoare când aria lichefiată din secţiune a atins valoarea maximă.

Avariile prin ridicarea de pe locaţii şi fisurarea unor dale din masca de etanşare amonte a fost provocată de subpresiunile excesive în straturile de sub mască, generate de cutremur. În stratul de nisip afânat din fundaţie, rata maximă a presiunii în pori suplimentare generate de cutremur (r_u) a fost de 0,9, dar etanşarea de pe parament a redus foarte mult ritmul de disipare a presiunilor din pori (fig. 7.128). În consecinţă, subpresiunile excesive apărute pe intradosul unor dale a provocat ridicarea lor de pe locaţii cu întreruperea etanşării dintre rosturi şi producerea de fisuri în dale.

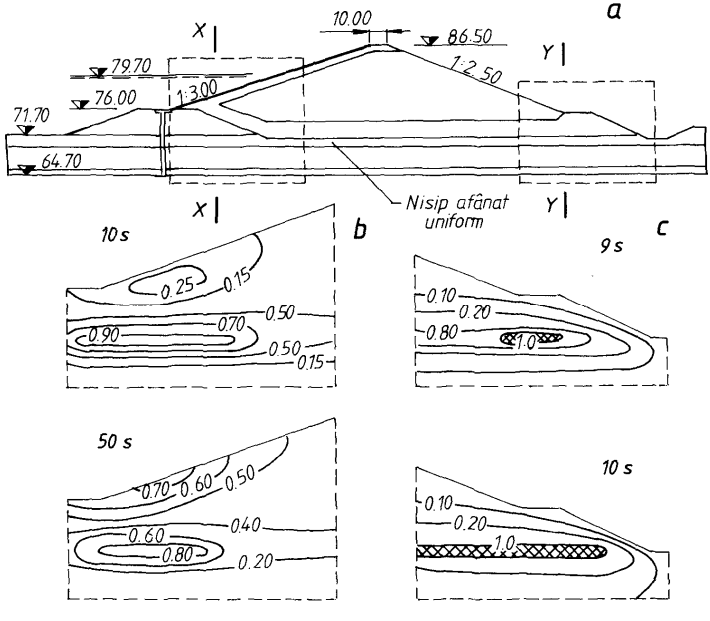


Fig. 7.127. Linii de egală rată de creş–tere a presiunii su–plimentare a apei în pori (r_u) pentru di–feriţi paşi de timp pe durata şi după în–cheierea cutremuru–lui: *a* - sistemul baraj - fundaţie, *b* - zona piciorului amonte al barajului, *c* - zona piciorului aval.

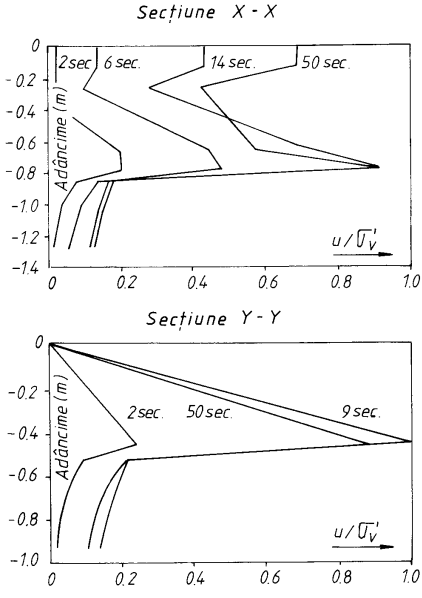


Fig. 7.128. Variaţia raportului r_u în secţiunile verticale longitudinale X-X şi Y-Y (v. fig. 7.125) pentru diferiţi paşi de timp pe durata şi după încheierea cutremurului echivalent Vrancea 30.05.1990.

7.9. Măsuri constructive antiseismice la baraje din umpluturi

7.9.1. Măsuri constructive generale

În paragraful 7.6 s-a descris comportarea la cutremur a barajelor din umpluturi. Principalele scenarii care ar putea conduce la distrugerea unui baraj de umpluturi din cauza acţiunii cutremurelor sunt următoarele [67]:

– distrugerea barajului prin mişcări majore pe falii în fundaţie;

– pierderea gărzii de siguranţă la coronament datorită mişcărilor tectonice diferenţiate din fundaţie;

– alunecarea taluzelor provocată de mişcările pământului;

– pierderea gărzii de siguranţă la coronament datorită alunecării taluzelor sau tasării coronamentului;

– alunecarea barajului pe straturi din materiale slabe din fundaţie;

– erodarea materialelor, de apă exfiltrată din conducte existente în baraj, avariate prin mişcările pământului;

– deversarea barajului datorită oscilaţiilor apei din lac induse de mişcările seismice;

– deversarea barajului datorită unor alunecări de mase de rocă din versanţi în lac;

– distrugerea descărcătorilor de ape mari sau a golirilor de fund.

Statisticile barajelor din umpluturi care au fost solicitate de cutremure cu intensitate mare au pus în general în evidenţă capacitatea lor remarcabilă de rezistenţă. Singurele tipuri de baraje care au suferit ruperi complete din cauza acţiunii seismice au fost barajele realizate prin hidromecanizare (sedimentate hidraulic) sau cele din reziduuri industriale (miniere).

Recomandările pentru proiectarea sau execuţia barajelor din umpluturi situate în zone cu seismicitate ridicată, conform Buletinului ICOLD Nr. 120 [62], sunt prezentate în continuare.

– Fundaţiile acestor baraje trebuie să fie din materiale foarte dense sau roci stâncoase, alternativ, materialele afânate din fundaţie trebuie îndesate (compactate) sau scoase şi înlocuite cu materiale bine compactate, ca măsură împotriva riscului de lichefiere şi de pierdere a rezistenţei.

– Materialele de umplutură în care se dezvoltă creşteri importante a presiunii apei din pori din cauza vibraţiilor seismice trebuie să nu fie folosite în amonte de elementul de etanşare sau mai jos de curba de infiltraţie, tot ca o măsură împotriva riscului de lichefiere şi de pierdere a rezistenţei.

– Toate zonele din umplutură trebuie compactate corespunzător pentru prevenirea pierderilor de rezistenţă şi a unor tasări excesive.

– În secţiune transversală, panta fundaţiei în zona nucleului de etanşare la contactul cu versanţii trebuie să fie orizontală sau uşor înclinată spre amonte pe o adâncime până la 30 m de la nivelul coronamentului. Această măsură apare necesară pentru asigurarea etanşeităţii contactului care poate fi întreruptă prin vibraţiile seismice sau tasări ale materialelor din umplutură.

– Fundaţia nucleului trebuie realizată cu pante dulci fără proeminenţe sau muchii intrânde. În direcţie transversală panta fundaţiei nucleului trebuie să fie cu înclinare spre amonte mai mică de 1:4 (vertical/orizontal), iar în direcţie longitudinală este preferabilă o înclinare mai mică de 1:2 (vertical/orizontal), pentru a reduce riscul producerii unor fisuri transversale.

– Toate barajele din umpluturi şi în special barajele omogene trebuie să cuprindă sisteme eficiente de drenaj care să intercepteze infiltraţiile prin eventuale fisuri transversale provocate de cutremure şi să păstreze în stare uscată (nesaturată) zonele din baraj prevăzute prin proiect a fi în această stare.

– Filtre inverse mai largi decât cele în condiţii normale şi reţele de drenaj corespunzătoare trebuie să fie folosite pentru a autocolmata fisurile transversale cauzate de cutremure.

– Zonele de tranziţie din amonte trebuie să fie autocolmatante şi astfel gradate încât să autocolmateze fisurile din zona nucleului.

– Zona de contact a nucleului în lungul zonei superioare de la naşteri trebuie să fie cu neregularităţi pentru a lungi drumul infiltraţiilor prin fisurile de la naşteri provocate de cutremur.

– Pământurile sfărâmicioase trebuie să nu fie folosite ca materiale de etanşare şi să fie înlocuite cu materiale mai plastice în zonele unde este posibil să apară tensiuni pe durata acţiunii cutremurelor.

– Gărzile de siguranţă la coronament trebuie să fie mai mari decât în condiţii normale pentru a creşte lăţimea profilului la nivelul maxim al retenţiei şi a reduce riscul deversării barajului urmare a unor fisuri transversale sau tasări excesive.

– Lăţimea coronamentului trebuie să fie mai mare decât în condiţii normale pentru a lungi drumul infiltraţiilor prin fisurile transversale de la coronament care ar putea sa apară din cauza acţiunii cutremurelor.

În general, corpul de rezistenţă din umplutură al barajului se adaptează relativ bine la oscilaţiile seismice, atenţia trebuind concentrată pe păstrarea funcţionalităţii elementului de etanşare. În cazul unor etanşări mai rigide din materiale nepământoase (măşti, diafragme din beton armat), măsurile constructive trebuie să asigure preluarea unor deformaţii mari fără pierderea etanşeităţii: utilizarea de măşti stratificate cu rosturi decalate, racordări articulate cu vatra amonte, rosturi capabile de rotiri şi deplasări mari etc.

În profil transversal, pe lângă măsurile generale prezentate mai înainte, mai pot fi luate în considerare următoarele măsuri constructive: lestarea parţială sau totală a taluzelor amonte şi aval cu blocuri mari de anrocamente, care să realizeze încărcări stabilizatoare pe taluz de 50...120 kN/m^2; fragmentarea taluzelor cu berme stabilizatoare care reduc panta medie a taluzului şi limitează efectele de alunecare locală ale straturilor superficiale de pe paramente; prevederea unor prisme

stabilizatoare din anrocamente sau balast la picioarele taluzelor amonte şi aval, eventual înglobarea batardourilor amonte şi aval în profilul barajului; bombarea spre exterior a taluzelor, în profil transversal şi a coronamentului în profil longitudinal pentru a compensa tasările de natură seismică.

7.9.2. Straturi şi bretele seismoabsorbante

Această măsură constructivă antiseismică, ale cărei baze teoretice au fost elaborate de A. Popovici, se bazează pe disiparea unei cote părţi cât mai importante din energia cutremurului, în elemente speciale din corpul barajului (straturi sau bretele de la baza barajului), protejând în acest mod restul corpului barajului. Ideea constă în realizarea unor straturi sau bretele având capacitatea de ecranare a undelor seismice cu perioade apropiate de cele naturale ale barajului [92], [93], [94].

Răspunsul seismic al barajelor din umpluturi este puternic influenţat de proprietăţile şi zonarea materialelor din corpul lor. Dacă în materialele din corpul barajului pe durata acţiunii seismice nu se dezvoltă creşteri importante ale presiunii apei din pori sau schimbări semnificative ale capacităţii lor de rezistenţă, atunci performanţele seismice ale barajului depind direct de mărimea forţelor seismice de inerţie din corpul barajului, generate de cutremur. În această categorie se încadrează barajele alcătuite din pământuri argiloase, aluviuni grosiere permeabile, pietriş şi anrocamente.

Barajele din categoria menţionată mai înainte, vor avea în general o siguranţă seismică în creştere pe măsura descreşterii forţelor seismice de inerţie din corpul barajului rezultate din acţiunea cutremurului. În figura 7.101 s-a putut remarca efectul atenuant asupra răspunsului seismic al straturilor aluvionare din fundaţia barajului tipic analizat. Acest efect favorabil se datorează ecranării unor unde seismice purtătoare de părţi importante din energia cutremurului (unde cu perioade dominante ale cutremurului).

Undele seismice care se propagă prin fundaţia sau corpul unui baraj sunt filtrate sau ecranate în funcţie de caracteristicile lor frecvenţiale în raport cu frecvenţele proprii ale straturilor prin care se propagă:

– undele seismice cu frecvenţe apropiate de cele ale straturilor prin care se propagă sunt filtrate şi amplificate;

– undele seismice cu frecvenţe mult diferite de cele ale straturilor străbătute sunt ecranate şi diminuate, energia lor transferându-se parţial către alte categorii de unde.

În amplasamentul unui baraj, răspunsul seismic principal este provocat de propagarea verticală a undelor secundare (*S*) de la roca de bază (fig. 7.129). Ecuaţia de mişcare pe orizontală (u) corespunzătoare propagării pe verticală (axa x) a undelor *S* într-un mediu vâsco-elastic liniar are aspectul:

$$G\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \eta \frac{\partial^2 u}{\partial t\, \partial x} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}\ , \tag{7.186}$$

unde ρ este densitatea mediului străbătut, G - modulul de deformaţie transversală şi η - constanta de vâscozitate.

Cunoscând caracteristicile frecvenţiale ale cutremurului la nivelul rocii de bază, diminuarea răspunsului seismic al barajului se bazează pe introducerea pe traseul de propagare a undelor seismice a unor straturi (sau bretele) care să ecraneze undele seismice cu frecvenţele dominante. Ecranarea se poate realiza efectiv în situaţiile când frecvenţele proprii ale straturilor (bretelelor) sunt în afara zonei de frecvenţe dominante ale cutremurului (fig. 7.130).

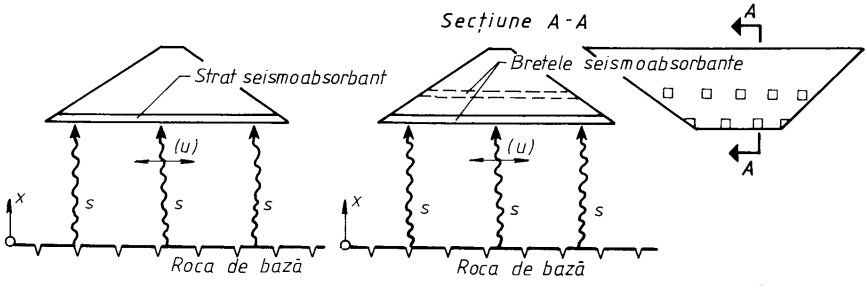


Fig. 7.129. Propagarea undelor secundare (*S*) în amplasamentul unui baraj.

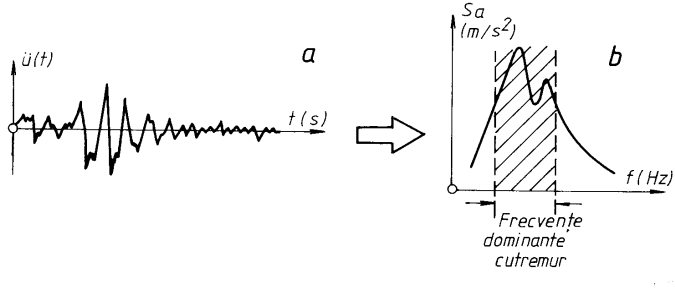


Fig. 7.130. Alegerea zonelor de frecvenţe proprii ale straturilor (bretelelor) seismoabsorbante (zonele nehaşurate): *a* - accelerogramă cutremur, *b* - spectru seismic de răspuns.

Problema se rezolvă iterativ prin analiza comparativă a diverse variante în scopul alegerii unei soluţii raţionale tehnico-economice.

Efectul important al unor straturi cu rigidităţi particulare a fost pus în evidenţă cu ocazia studiului propagării undelor seismice printr-un profil geologic specific subsolului municipiului Bucureşti (fig. 7.132). Astfel, în profilul geologic din figura 7.131 se poate remarca existenţa stratului 4 din argilă cu proprietăţi de rigiditate mai reduse decât straturile învecinate. Studiul deconvoluţiei în câmp liber a accelerogramei Vrancea-Bucureşti N-S 4.03.1977, efectuat cu programul

FLUSH, pune în evidenţă modificările esenţiale produse în accelerogramă atât asupra componentelor ei frecvenţiale, cât şi asupra evoluţiei ei în timp după propagarea ei prin stratul de argilă. Stratul de argilă a ecranat undele seismice cu frecvenţe înalte mult diferite de frecvenţele proprii ale stratului, filtrând şi amplificând undele seismice cu frecvenţe joase din domeniul frecvenţelor proprii ale stratului. Această concluzie rezultă din compararea spectrelor seismice de răspuns ale accelerogramelor calculate în profilul terenului la diverse cote, prezentate în figura 7.131.

În cazul barajelor din umpluturi, reducerea forţelor seismice inerţiale de răspuns din corpul barajului se poate realiza prin includerea la baza barajului a unui strat cu caracteristici frecvenţiale proprii mult diferite de frecvenţele domi–nante ale cutremurului din amplasament. Ca alternativă, asemenea strat absorbant poate fi înlocuit cu o reţea cât mai densă de bretele având aceleaşi caracteristici frecvenţiale ca stratul seismoabsorbant, incluse în masa barajului (v. fig. 7.129).

Practic, straturile seismoabsorbante pot fi realizate din materiale afânate, cu rigiditate mult mai redusă decât corpul barajului. Aceste materiale pot fi constituite din aluviuni grosiere preferabil monogranulare (mărgăritar, pietriş) puse în operă fără compactare. Asemenea straturi pot îndeplini şi funcţia de drenuri în situaţia când prismele barajului nu sunt suficient de permeabile.

Straturile seismoabsorbante pot fi combinate sau înlocuite cu reţele de bretele seismoabsorbante. Soluţia cu bretele, deşi mai puţin eficientă din punct de vedere al reducerii răspunsului seismic, poate fi selectată pe considerente tehnologice.

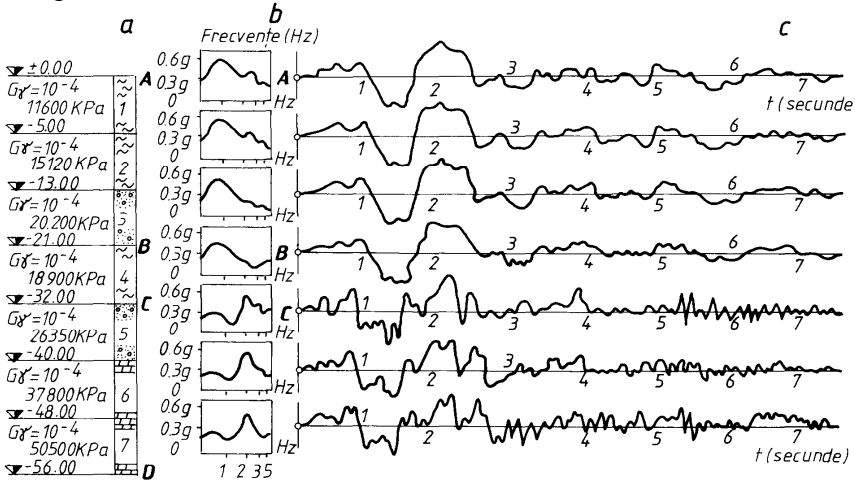


Fig. 7.131. Rezultate în deconvoluţia în câmp liber a accelerogramei Vrancea-Bucureşti, N-S, 4.03.1977 c = 0,25 g într-un profil geologic specific municipiului Bucureşti: *a* - caracteristici profil geologic, *b* - spectre seismice de răspuns, c - accelerograme calculate în profilul terenului la diverse cote.

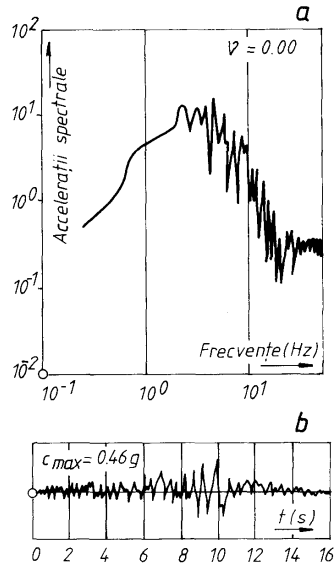


Fig. 7.132. Accelerograma şi spectrul seismic de răs–puns aplicate în analiza seismică a barajului Măneciu.

În acest caz, stratul în care se vor include bretelele este realizat iniţial integral prin vibrocompactare după tehnologia standard. În etapa următoare, în strat sunt excavate tranşeele bretelelor şi umplute cu material specific. Materialul rezultat din excavarea tranşeelor este folosit în stratul următor vibrocompactat. Bretelele sunt mai bine protejate împotriva compactării lor în timp din cauza greutăţii straturilor depuse deasupra, ca urmare a efectului de boltă şi de transmitere a încărcărilor prin scheletul mai rigid din corpul barajului.

O ilustrare a aplicării acestei măsuri constructive este prezentată în continuare pentru barajul Măneciu (H = 78 m), un baraj de pământ cu nucleu argilos, intrat în exploatare în 1990 (v. fig. 5.19).

Barajul este amplasat într-o zonă de înaltă seismicitate generată de focarul Vrancea. Acceleraţiile seismice maxime considerate în proiectarea barajului au fost de 0,12 g pentru cutremurul de proiectare (DBE) şi 0,46 g pentru cutremurul de verificare (MCE). În figura 7.132 este ilustrată o accelerogramă înregistrată în zonă, care a fost scalată la nivelul MCE. Spectrul de răspuns al accelerogramei indică frecvenţe dominante în domeniul 2..7 Hz, la 10 Hz semnalul seismic devenind zgomot alb. Roca în amplasamentul barajului este constituită din marne argiloase-nisipoase cu inserţii de gresii. Un strat cu grosime de 4...6 m din aluviuni grosiere acoperă roca de bază în albie.

În condiţiile seismicităţii înalte din amplasament, la barajul Măneciu s-au aplicat mai multe măsuri de protecţie antiseismică. Ele pot fi localizate în figura 7.133 şi în principal sunt următoarele:

– nucleu mai lat constituit din argile cu plasticitate mai ridicată pentru a micşora riscul de străpungere prin fisuri provocate de cutremure şi spălarea materialului;

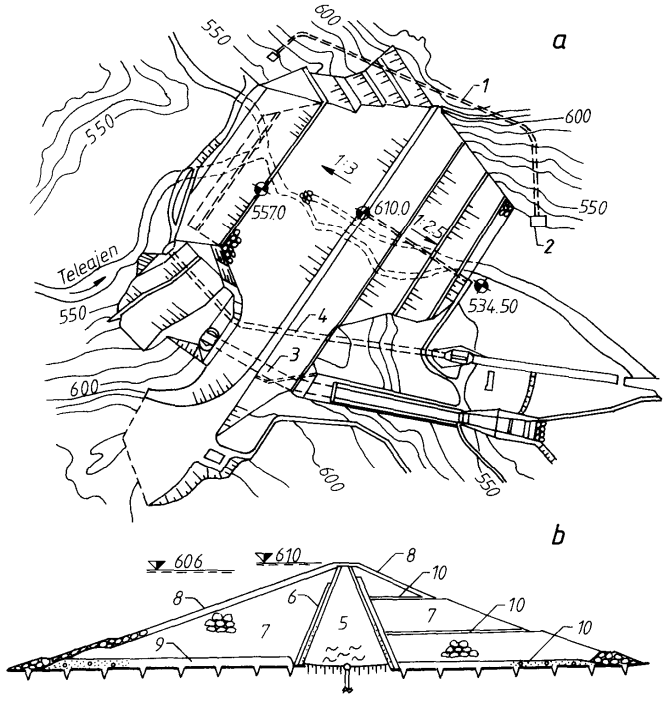


Fig. 7.133. Exemplificare cu măsuri constructive antiseismice la barajul Măneciu: *a* - plan de situaţie, *b* - profil transversal; *1* - galerie de aducţiune, *2* - centrală hidroelectrică, *3* - descărcător pâlnie, *4* - goliri de fund, *5* - nucleu de argilă, *6* - filtre inverse, *7* - prisme din balast vibrocompactat, *8* - protecţie cu anrocamente, *9* - strat natural aluvionar, *10* - reţea de bretele seismoabsorbante.

– gardă de siguranţă sporită faţă de coronament (4 m între nivelul normal de retenţie şi coronament);

– încorporarea în corpul barajului a batardourilor amonte şi aval;

– prevederea unor zone mai largi de filtre cu proprietăţi drenante;

– protejarea paramentului amonte pe întreaga suprafaţă şi a paramentului aval în treimea superioară cu un strat gros de anrocamente (rip-rap);

– consolidarea versantului de la umărul stâng al barajului cu dale de beton şi ancore din cabluri pretensionate;

– păstrarea la baza prismului amonte a stratului natural aluvial din albie cu proprietăţi seismoabsorbante;

– includerea în prismul aval a unei reţele de bretele seismoabsorbante.

În diverse faze de proiectare au fost analizate prin calcul mai multe variante de protecţie antiseismică prin sisteme seismoabsorbante. Analizele au fost efectuate cu un pachet de programe cuprinzând: programul SIMEX pentru simu–larea construcţiei barajului, programul FLUSH pentru analiza seismică neliniară bidimensională şi programul ANSYS pentru analiza seismică tridimensională.

Legile constitutive privind comportarea materialelor din corpul barajului în timpul construcţiei şi umplerii lacului au fost conform modelului hiperbolic

Duncan-Chang. În tabelul 7.16 sunt prezentate caracteristicile iniţiale ale materialelor folosite în analiza seismică neliniară. Curbele de compatibilitate între deformaţiile tangenţiale (γ) şi modulul relativ de forfecare ($G/G_{\max}$) respectiv fracţiunea din amortizarea critică (υ) sunt prezentate în figura 7.134.

Tabelul 7.16

Tipul de material	Modul de forfecare [MPa]	Coeficient Poisson	Greutate volumetrică [kN/m^3]
Argilă din nucleu	250...360	0,34	16,9
Filtre	200...400	0,32	19,0
Prisme din balast	300...500	0,30	21,0
Aluviuni naturale din albie	300	0,30	19,0
Straturi (bretele) seismoabsorbante	150 (200)	0,30	18,0

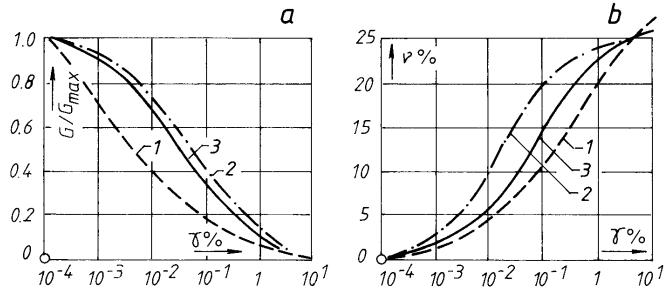


Fig. 7.134. Barajul Măneciu - Curbe de compatibilitate a modulului de forfecare (G) şi ratei de amortizare ($\nu\%$) cu deformaţiile tangenţiale ($\gamma\%$): *a* - factor de reducere a modulului iniţial de forfecare, *b* - rata amortizării; *1* - nucleu din argilă saturată, *b* - prisme din balast, *3* - filtre şi straturi orizontale seismoabsorbante.

Perioada fundamentală a barajului Măneciu, evaluată tridimensional, a rezultat de 0,4...0,5 s la acţiunea cutremurelor de intensitate mică, ea putând să crească la 0,8...1,0 s în timpul cutremurelor de intensitate mare din cauza degradă–rii rigidităţii materialelor. În aceste condiţii, straturile (bretelele) seismoabsorbante au fost alese cu rigidităţi scăzute. Modulul iniţial de forfecare al materialului din straturi (bretele) a fost considerat succesiv egal cu 200 MPa şi 150 MPa. În aseme–nea materiale viteza undelor seismice secundare este de 335 m/s (290 m/s), adică circa jumătate din viteza medie a undelor din corpul barajului.

În figura 7.135 poate fi remarcată reducerea relativă importantă a răspunsului seismic datorită includerii unor straturi seismoabsorbante la baza prismelor amonte şi aval ale barajului Măneciu. Accelerograma de calcul a fost prezentată în figura 7.132 şi a fost aplicată orizontal la baza profilului transversal. Dacă forţa totală maximă de inerţie pe direcţie orizontală în varianta standard (fără straturi seismoabsorbante) se consideră 100%, atunci ea se reduce la 88,6% în varianta *b* cu straturi seismoabsorbante. Pe direcţie verticală, reducerile sunt şi mai importante, forţa totală inerţială maximă pe verticală în varianta *b* fiind 79,2% comparativ cu varianta *a* standard.

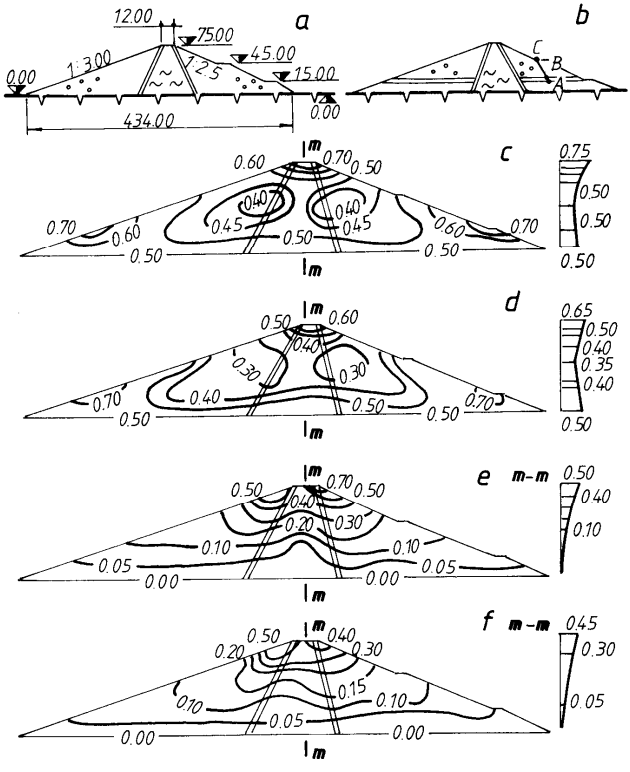


Fig. 7.135. Rezultate în ana–liza bidimensională asupra eficienţei straturilor seismo–absorbante: *a* - profil stan–dard, *b* - profil cu două straturi seismoabsorbante, *c* - linii de egale acceleraţii maxime orizontale de răs–puns în fracţiuni din gravita–te în varianta *a*, *d* - idem în varianta *b*, *e* - linii de egale acceleraţii maxime verticale de răspuns în fracţiuni din gravitate în varianta *a*, *f* - idem în varianta *b*.

Analizele au relevat de asemenea că un al doilea rând de straturi seismoabsorbante prevăzute la un nivel intermediar în elevaţia profilului nu ar aduce alte reduceri semnificative în răspunsul seismic faţă de cele induse de straturile de la bază.

Varianta de protecţie antiseismică cu sisteme semiabsorbante adoptată în cazul barajului Măneciu a constat din păstrarea la baza prismului amonte a stratu–lui natural aluvionar din albie asimilat ca un strat seismoabsorbant şi realizarea în prismul aval a unei reţele de bretele cu rol drenant şi seismoabsorbant. Poziţiona–rea în elevaţie a bretelelor seismoabsorbante este ilustrată în figura 7.136,*a*. În raport cu varianta standard, fără sistem seismoabsorbant, perioada fundamentală a variantei cu sisteme seismoabsorbante este de 0,57 secunde, mai lungă cu circa 3% decât în varianta standard (fig. 7.136,*b*).

Unele informaţii asupra eficienţei măsurii de protecţie adoptate pot fi obţinute din figura 7.137, în care sunt prezentate spectrele seismice de răspuns pe direcţie orizontală amonte-aval în diferite noduri, la acţiunea accelerogramei din figura 7.132, $c_{\max} = 0{,}46$ g, aplicată orizontal amonte-aval la baza barajului.

Spectrele sunt prezentate comparativ cu varianta standard fără sistem seismoabsorbant (varianta *a*). Datele din figură conduc către concluzia că în majoritatea nodurilor, în domeniul frecvenţelor de interes pentru siguranţa barajului adică 0...10 Hz, acceleraţiile spectrale de răspuns în varianta adoptată sunt mai reduse cu 0...5% decât valorile lor echivalente din varianta standard fără sistem seismoabsorbant. Totuşi, efectul de reducere a răspunsului inerţial este mult mai mic decât în cazul variantei cu straturi seismoabsorbante la baza ambelor prisme de rezistenţă ale barajului.

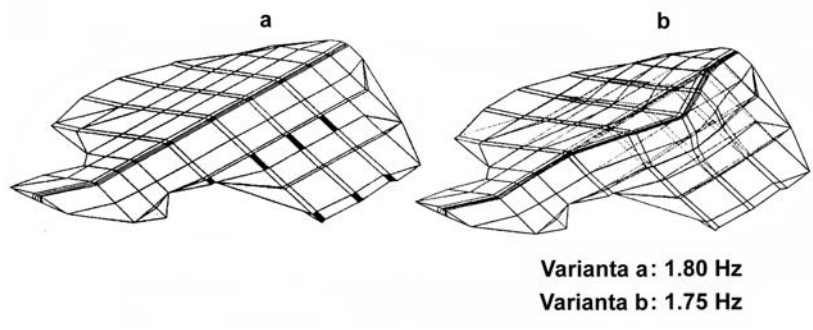


Fig. 7.136. Barajul Măneciu: *a* - discretizarea în elemente finite de volum cu evidenţierea poziţiei bretelelor seismoabsorbante din prismul aval (culoare neagră), *b* - modul propriu fundamental (varianta *a* - standard, varianta *b* - cu bretele seismoabsorbante).

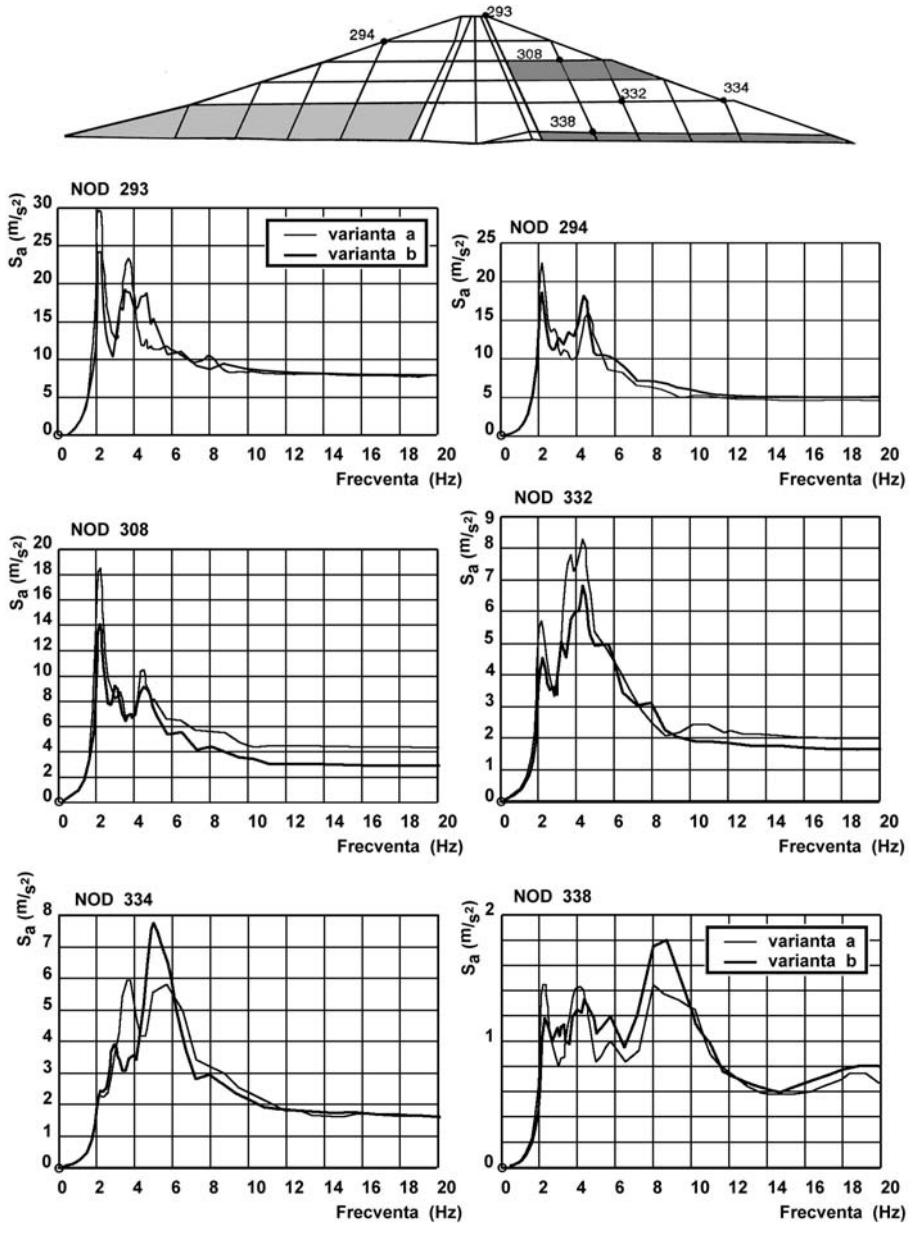


Fig. 7.137. Barajul Măneciu - spectre seismice de răspuns pe orizontală amonte-aval din analiza tridimensională; *a* - varianta standard, *b* - varianta cu reţea de bretele seismoabsorbante (v. fig. 7.136).

7.9.3. Măsuri constructive pentru reducerea riscului de lichefiere

Lichefierea materialelor din fundaţia sau corpul unui baraj din umpluturi este aşa cum s-a prezentat la punctul 7.9.1, cauza principală a majorităţii incidentelor sau accidentelor care au apărut în trecut la acest tip de baraje. De aceea, în cadrul acestui punct se vor comenta succint principalele măsuri constructive cu scopul reducerii sau înlăturării riscului de lichefiere. O prezentare în detaliu asupra acestei probleme se găseşte în lucrarea de doctorat elaborată de Altan Abdulamit [87].

Măsurile constructive se pot grupa pe trei direcţii: îmbunătăţirea calităţii terenului de fundare, perfecţionarea concepţiilor de alcătuire constructivă a barajului şi creşterea performanţelor sistemului de drenaj al ansamblului baraj-teren de fundare.

În cadrul măsurilor de îmbunătăţire a calităţii terenurilor de fundare cu risc de lichefiere se pot menţiona următoarele:

- îndepărtarea din terenul de fundare a materialelor lichefiabile;
- compactarea în adâncime a zonelor lichefiabile;
- îmbunătăţirea calităţii materialelor lichefiabile prin injecţii cu chimicale, răşini sau substanţe cu conţinut ridicat de particule fine.

Principalele sisteme de compactare aplicabile pentru materialele lichefiabile sunt următoarele: prin explozii, prin compactare de la suprafaţă cu cilindri vibratori sau plăci vibrante, prin compactare dinamică de adâncime (cu piloţi, cu sonde vibrante, prin vibroflotare etc.), prin compactare cu coloane de balast, prin injecţii de compactare [87].

În categoria măsurilor structurale aplicate în concepţia barajului de pământ pentru reducerea riscului de lichefiere se pot menţiona următoarele:

- realizarea unei banchete stabilizatoare la paramentul aval al barajului: bancheta se plasează de obicei la 1/3...1/2 din înălţimea rambleului, măsurată de la bază (fig. 7.138);
- construirea unui baraj de siguranţă în aval care să controleze viitura formată prin avarierea eventuală a barajului principal;
- creşterea gărzii de siguranţă la coronament pentru a compensa eventualele tasări sau prăbuşiri suferite de ansamblul baraj-teren de fundare;
- închiderea zonelor potenţial lichefiabile din terenul de fundare cu pereţi mulaţi sau din palplanşe şi tiranţi (fig. 7.138,*b*);
- acoperirea stratului lichefiabil de nisip de la suprafaţa terenului cu banchete care să împiedice procesele de antrenare hidrodinamică;
- compactarea zonelor din fundaţie de la picioarele amonte şi aval ale barajului, pentru reducerea riscului de lichefiere/refulare.

În cazul barajelor de pământ care cuprind în alcătuirea lor materiale nisipoase care în stare saturată prezintă risc ridicat de lichefiere se impun măsuri de coborâre a nivelului curbei de infiltraţie din teren sau din corpul barajului.

În practică, cel mai frecvent sunt aplicate următoarele soluţii de drenaj:

– reţea de puţuri de descărcare amplasate în stratul lichefiabil (coloane de piatră sau pietriş) conectată la partea superioară cu un sistem de drenuri orizontale;

– sistem de epuismente, care controlează nivelul pânzei freatice în stratul lichefiabil;

– drenuri tip cămin (prin galerii de drenaj), saltele sau bretele drenante, prisme drenante aval incluzând sisteme de evacuare a apelor infiltrate.

Alegerea unora dintre măsurile descrise mai înainte pentru reducerea riscului de lichefiere se face atât pe considerente tehnice - privind posibilităţile tehnologice de realizare a lor la parametrii prevăzuţi - cât şi economice.

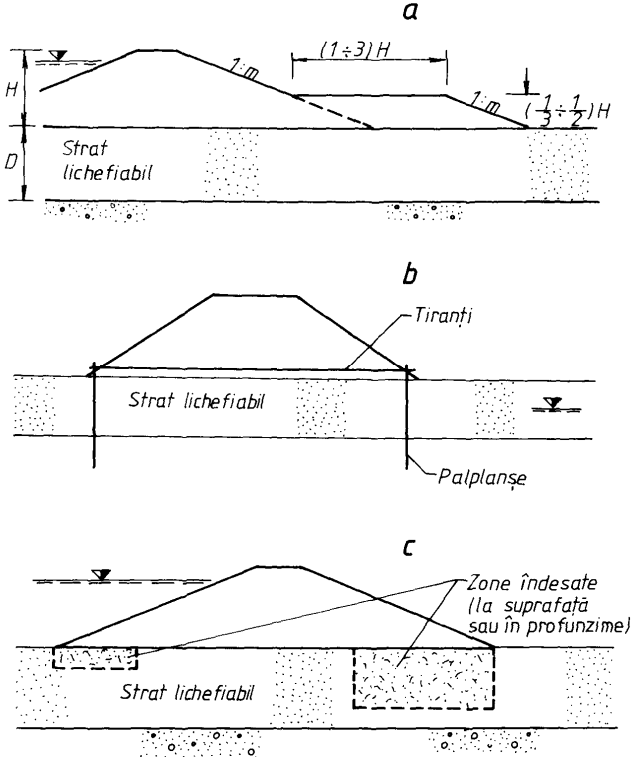


Fig. 7.138. Măsuri structurale pentru reducerea riscului de lichefiere: *a* - banchetă stabilizatoare, *b* - palplanşe cu tiranţi, *c* - compactarea zonelor de la picioarele amonte şi aval ale barajului.

Bibliografie

1. Popovici, A., *Contribuţii la calculul seismic al barajelor arcuite*. Teză de doctorat, I.C.B., Bucureşti, 1976.
2. Popovici, A., *Calculul structurilor hidrotehnice. Analiză dinamică prin metode numerice.* I.C.B., Bucureşti, 1978.
3. Prişcu, R., Popovici, A., Stematiu, D., Ilie, L., Stere, C., *Ingineria seismică a marilor baraje.* Ediţia I, Editura Academiei R.S.R., Bucureşti, 1980; Ediţia II, John Willey & Sons Limited, U.K., 1985.
4. Zienkiewicz, O.C., Clough, R.W. and Seed, H.B., *Earthquake analysis procedures for concrete and earth dams. State of the art*. Bulletin ICOLD No. 52, Paris, 1986.
5. *** PE 729-89, *Normativ departamental pentru clasificarea, gruparea şi evaluarea acţiunilor pentru construcţii hidrotehnice*. RENEL, Bucureşti, 1989.
6. *** P100-91, *Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcţiilor de locuinţe social-culturale, agrozootehnice şi industriale*. M.L.P.A.T., Bucureşti, 1991.
7. *** *Eurocode 8. Design provisions for earthquake resistance of structures.* European Committee for Standardization, Bruxelles, 1994.
8. Lungu, D., Cornea, T., *Spectre de putere şi de răspuns la cutremurele din Vrancea pentru municipiul Bucureşti*. Raport I.C.B., Bucureşti, 1987.
9. Clough, R.W., Penzien, J., *Dynamics of Structures*. Mc. Graw-Hill Inc., New York, 1975.
10. Cornea, I., Mărmureanu, G., Oncescu, M., Bălan, F., *Introducere în mecanica fenomenelor seismice şi inginerie seismică*. Editura Academiei R.S.R., Bucureşti, 1987.
11. Popovici, A., Toma, I., Nafissi, F., Gudarzi, F.A., *Comprehensive seismic analysis of a large Iranian dam.* Buletinul Ştiinţific, I.C.B., nr. 1, 1988.
12. Marchuk, A.N., *Russian research on earthquake prediction in relation to dam safety.* Water Power & Dam Construction, March, 1993.
13. Biot, M.A., *Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media.* J. Appl. Phys., vol.33, 1962.
14. Zienkiewicz, O.C. and Shiomi, T., *Dynamic behaviour of saturated porous media-the generalised Biot formulation and its numerical formulation*. International Journal Numerical and Analytical Methods. Geomechanics, 1983.
15. Zienkiewicz, O.C., Chang, C.T. and Bettes, P., *Drained, undrained consolidation and dynamic behaviour assumptions in soil*. Geotechnique, no. 30, 1980.
16. Zienkiewicz, O.C., *The Finite Element Method*. 3rd Ed., Mc. Graw Hill, Book Company (U.K) Limited, London, 1977.
17. Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B., *SHAKE - a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites*. Report No. UCB/EERC 72-12, University of California, Berkeley, 1972.

18. Lysmer, J., Udaka, I., Tsai, C.F., Seed, H.B., *FLUSH - a computer program for approximate 3D analysis of soil-structure interaction problems*. Report No. EERC 75-30, University of California, Berkeley, 1975.
19. Prişcu, R., Popovici, A., Stematiu, D., Ilie, L., *New Aspects in the Earthquake Analysis of Arch Dams.* Proc. International Symposium Criteria and Assumptions for Numerical Analysis of Dams. Swansea, 1975.
20. Popovici, A., *Aspecte privind analiza seismică a barajelor de beton.* Hidrotehnica, Vol. 22, nr. 5, 1977.
21. Popovici, A., Sârghiuţă, R., Toma, I., *Comments concerning present regulations on arch dams seismic analysis.* Proc. 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, 1996.
22. Popovici, A., Stematiu, D., Toma, I., *Some comments concerning present regulations on earthquake analysis of dams*. International Symposium on Seismic and Environmental Aspects of Dams Design, Santiago-Chile, 1996.
23. Zienkiewicz, O.C., Irons, B.M. and Nath, B., *Natural frequencies of complex free or submerged structures by the finite element method*. International Symposium on Vibration in Civil Engineering, London, 1965.
24. Zienkiewicz, O.C., Paul, D.K. and Hinton, E., *Cavitation in fluid-structure response (wich particular reference to dams under earthquake loading)*. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, No. 11, 1983.
25. Tardieu, B., Carrère, A., Ozanam, O. and Crepel, J.M., *New Developments in the Seismic Analysis of Dams*. Civil Engineering Structures and Industrial Facilities, Paris, 1991.
26. Popescu, I., *Contribuţii la soluţionarea prin metoda elementelor de frontieră a unei clase cu derivate parţiale cu aplicaţii în hidrotehnică.* Teză de doctorat. Universitatea Politehnică Timişoara, 1997.
27. Chopra, A.K., *Reservoir-dam interaction during earthquakes* Bulletin of the Seismological Society of America, 57, No. 4, 1967.
28. Knight, D.J., Mason, P.J., *Lessons from the effects of earthquakes on dams*. Water Power & Dam Construction, Vol. 44, No. 3, March, 1992.
29. Clough, R.W., Ghanaat, Y., *Concrete Dams: evaluation for seismic loading. Proceedings* International Workshop on Dam Safety Evaluation, Grindewald, 1993.
30. Swanson, A.A. and Sharma, R.P., *Effects of the 1971 San Fernando earthquake on Pacoima arch dam*. Q51, R3, Proceedings 13th International Congress on Large Dams, New Delhi, 1979.
31. Sharma, R.P., Jackson, H.E., Kumar, S., *Effects of the January, 17, 1994 Northridge earthquake on Pacoima arch dam and interim remedial repairs*. Q75, R10. Proceedings 19th International Congress on Large Dams, Florence, 1997.
32. Oberti, G., *Effects of earthquakes on dams*. Lectures ISMES, Bergamo, 1968.
33. *** *Proceedings ICOLD IVth International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*. Madrid, September, 1996.
34. *** *Guidelines for earthquake design and evaluation of structures apurtenant to dams*. Bulletin ICOLD No.109, Paris, 1999.

35. Hatano, T., Tsutsumi, H., *Dynamical compressive deformation and failure of concrete under earthquake loads.* Proceedings 2nd World Congress on Earthquake Engineering, Vol. 3, Tokyo, 1960.
36. Hatano, T., Watanabe, H., *Fatigue failure of concrete under periodic compressive load.* Transactions Japan Society of Civil Engineering, No. 3, 1971.
37. Wieland, M., *Erdbebenbedingte dynamische Beanspruchung einer Gewichtsmauer mit Berücksichtigung der Interaktion des Stausees.* Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, nr. 24, Zürich, 1977.
38. Léger, P. and Leclerc, M., *Evaluation of earthquake ground motions to predict cracking response of gravity dams.* Engineering Structure, Vol. 18, No. 3, 1996.
39. Bhattacharjee, S.S. and Léger, P., *Seismic cracking and energy dissipation in concrete gravity dams*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 22, 1993.
40. Tinawi, R., Léger, P., Leclerc, M., Cipolla, G., *Seismic safety of gravity dams: from shake table experiments to numerical analyses*. ASCE Journal of Structural Engineering, 1999.
41. Popovici, A., Sârghiuţă, R., Toma, I., Moldoveanu, T., *Reevaluation of the seismic safety of a large arch dam commissioned thirty years ago*. Proceedings 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, 1996.
42. Popovici, A., Toma, I., *Experienţe şi cerinţe care pot sta la baza finalizării unui normativ pentru proiectarea antiseismică a construcţiilor hidrotehnice.* Comunicări la Simpozionul Naţional Construcţiile Hidrotehnice în Secolul XXI, U.T.C.B., Bucureşti, 1997.
43. Toma, I., Popovici, A., Abdulamit, A., Sârghiuţă, R., *Practice concerning the aseismic design and survey of dams in Romania.* Proceedings 3rd International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Tehran, May, 1999.
44. Toma, I., Popovici, A., *Some questions concerning the seismic analysis of the Herculane arch dam. Proc*. 9th European Conference on Earthquake Engineering, Moscow, September, 1990.
45. Sârghiuţă, R., Popovici, A., Toma, I., *Field Measurements on Dynamic Structural Features of Two Large Dams*. Proc. 5th International Symposium Field Measurements in Geomechanics and Soil Mechanics, Bergamo, May, 1995.
46. Wieland, M., Lotfi, V., Arasteh, T., *Seismic safety evaluation of a 200 m high arch dam under maximum credible earthquake*. Proceedings International Workshop on Dam Safety Evaluation, Vol. 2, Grindewald, 1993.
47. Chopra, A., Chakrabarti, P., *Earthquake analysis of concrete gravity dams including dam-water-foundation rock interaction.* Earthquake Engineering and Structural Dynamics., Vol. 9, 1981.
48. Porter, C., Chopra, A., *Dynamic analysis of simple arch dams including hydrodynamic interaction*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 9, 1981.

49. Chopra, A., Zhang, L., *Base slide response of concrete gravity dams to earthquakes.* Report Earthquake Engineering Research Center-University of California, Berkeley, No. 91/05, May, 1991.
50. Ghrib, F. and Tinawi, R., *An application of damage mechanics for seismic analysis of concrete gravity dams.* Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 24, 1995.
51. Hall, J.F., *The dynamic and earthquake behaviour of concrete dams-review of experimental behaviour and observational evidence.* Soil Dynamics Earthquake Engineering, No. 7, 1988.
52. Prişcu, R., Popovici, A., *Earthquake analysis of double curvature arch dam.* Proc. International Symposium on Discrete Methods in Engineering, Milan, September, 1974.
53. Popovici, A., *Analiza seismică a barajelor de beton. Metode numerice de calcul privind analiza statică şi dinamică a barajelor.* I.C.B., Bucureşti, 1977.
54. Popovici, A., Toma, I, Sârghiuţă, R., *Comments on static and dynamic analysis of two large arch dams*. Proc. International Symposium on Arch Dams, Nanjing-China, 1992.
55. Popovici, A., Sârghiuţă, R., Toma, I., Moldoveanu, T., *Analiza de risc seismic a barajului arcuit Vidraru-Argeş.* Simpozionul Naţional: Baraje - Exploatare, Siguranţă, Beneficii. Bucureşti, 1999.
56. Giuseppetti, G., Mazza, G., Bonaldi, P. and Ruggeri, G., *Traditional vs. advanced mathematical modelling for concrete dams.* International Workshop on Dam Safety Evaluation, Vol. 2, Grindewald, 1993.
57. Fanelli, M., Giuseppetti, G., Castoldi, A., Bonaldi, P., *Dynamic characterization of Talvacchia dam: experimental activities, numerical modelling, monitoring*. 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, 1992.
58. Popovici, A., Toma, I., Sârghiuţă, R., Abdulamit, A., *Earthquake Analysis of an Arch Dam.* Proc. Fourth ICOLD Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Madrid, 1996.
59. Popovici, A., Sârghiuţă, R., Abdulamit, A., *Analiza dinamică neliniară a barajelor arcuite*. Comunicări, Simpozionul Naţional: Construcţiile Hidrotehnice în Secolul XXI, U.T.C.B., Bucureşti, 1997.
60. *** *ANSYS - User's Manual for Revision 5.0.* Swanson Analysis Systems Inc., Houston, 1992.
61. Milovanovitch, V., *Optimization of the dam position in the seismic analysis.* International Workshop on Dam Safety Evaluation, Vol. 2, Grindewald, 1993.
62. *** *Guidelines on design features of dams to effectively resist seismic ground motion*. Bulletin ICOLD No. 120, Paris, 2000.
63. Oberti, G., *Effetti dei terremoti sopra gli dighe.* ISMES- Bergamo, 1968.
64. Prişcu, R., Popovici, A., Stere, C., *The consequences of partially grouted joints upon the arch dams seismic behaviour*. Proceedings International Seminar IABSE/ISMES "Constructions in Seismic Zones" Bergamo, 1978.
65. Ohmachi, T., Kuwano, J., *Dynamic Safety of Earth and Rockfill Dams.* A.A. Balkema. Rotterdam, 1994.

66. Davis, C.A., Bardet, J.P., *Performance of two reservoirs during 1994 Northridge earthquake*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 122, No. 8, 1996.

67. Seed, H.B., *Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams. Rankine lecture*. Geotechnique 29, No. 3, 1979.

68. Liann Finn, W.D., *Seismic safety evaluation of embankment dams*. Proceedings International Workshop on Dam Safety Evaluation, Vol. 4, Grindewald, 1993.

69. Prişcu, R., Popovici, A., Stematiu, D., Ilie. L., Stere C., *Ingineria seismică a construcţiilor hidrotehnice*. Editura Didactică şi Pedagogică, Bucureşti, 1980.

70. Newmark, N.M., *Effects of earthquakes on dams and embankments*. Geotechnique, 15, No. 2, 1965.

71. Serf, N., Seed, H.B., Makdissi, F.I. and Chang, C.Y., *Earthquake induced deformations of earth dams*. Report No. EERC 76-4, University of California, Berkeley, 1976.

72. Popovici, A., Toma, I., *Cercetări experimentale asupra comportării seismice a barajelor de pământ*. Buletinul Ştiinţific, No.1-2, I.C.B., 1981.

73. Prişcu, R., Popovici, A., *Threedimensional seismic behaviour of a rockfill dam*. L'Energia Elletrica, No. 4, 1981.

74. Makdissi, F.I., Seed, H.B. and Idriss, I.M., *Analysis of Chabot dam during 1906 earthquake*. Proceedings American Society of Civil Engineering. Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamic, Pasadena, 1978.

75. Tarkeshdooz, D., Jafari, K., Gudarzi, F., Popovici, A., *Advanced procedures for earthquake analysis of some large Iranian dams.* Proceedings First International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Tehran, 1991.

76. Popovici, A., *New concepts concerning embankment dams earthquake analysis.* Proceedings First International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Tehran, May, 1991.

77. Popovici, A., Cristidis, V., *Metodologie de analiză dinamică neliniară a barajelor din materiale locale.* Hidrotehnica, nr. 9, 1984.

78. Popovici, A., Corda, I., Cristidis, V., *Soil-structure interaction effects on seismic response of earth dams.* Proceedings 8-th European Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, September, 1986.

79. Popovici, A., Corda, I., Cristidis, V., *Efecte ale interacţiunii sol-structură în răspunsul seismic al barajelor de pământ*. Hidrotehnica, nr. 11, 1986.

80. Jansen, R.B., *Estimation of embankment dam settlement caused by earthquake.* Water Power & Dam Construction, December, 1990.

81. Popovici, A., Corda, I., *Prognoza deplasărilor seismice remanente ale barajelor de pământ.* Hidrotehnica, nr. 9, 1983.

82. Popovici, A., Tabatabai, J., *Seismic behaviour prediction of a large dam at the maximum expected earthquake*. Buletinul ştiinţific, I.C.B., nr. 2, 1984.

83. Toma, I., Popovici, A., Bemani, A., *Seismic analysis of Barun Dam*. Buletinul Ştiintific, I.C.B., nr. 2, 1988.

84. Popovici, A., Toma, I., Sârghiuţă, R., *Nonlinear seismic analysis of an embankment dam.* Proceedings Third ICOLD Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Paris, 1994.

85. *** *Proceedings*. ICOLD IIIrd International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Paris, 1994.

86. Booker, J.R., Rahman, M.S., Seed, H.B., *GADFLEA-A computer program for the analysis of pore pressure generation and dissipation during cyclic or earthquake loading*. Report EERC No. 76-24, University of California, Berkeley, 1976.

87. Abdulamit, A., *Contribuţii la raţionalizarea construcţiilor hidrotehnice de retenţie fundate pe terenuri slabe. Baraje şi diguri de pământ fundate pe terenuri lichefiabile*. Teză de doctorat, U.T.C.B., Bucureşti, 1998.

88. Popovici, A., *Fenomenul de lichefiere şi implicaţiile lui în analiza seismică a barajelor de pământ.* Simpozionul de Diguri Hidroenergetice, vol. II, I.C.B., Bucureşti, 1982.

89. Popovici, A., Corda, I., Diacon, V., Enică, N., *Generarea şi disiparea presiunii apei în pori din acţiuni seismice pe baraje de pământ.* Hidrotehnica, nr. 11, 1982.

90. Seed, H.B., Martin, P.P. and Lysmer, J., *The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction.* Report No. EERC 75-26, University of California, Berkeley, 1975.

91. Ghaboussi, J. and Dikmen, S.U., *LAS III, computer program for seismic response and liquefaction of layered ground under multi-directional shaking.* Report No. UILU-ENG-79-2012, University of Ilinois, Urbana, 1979.

92. Popovici, A., *Seismic absorbent layer for embankment dams aseismic protection.* Proceedings 9-th European Conference on Earthquake Engineering, Moscow, September, 1990.

93. Popovici, A., Sârghiuţă, R., Toma, I., *Seismic protection of a large earth dam by seismic energy-absorbent braces.* Proceedings Symposium on Research and Develompemnts in the Field of Dams. Crans-Montana, Switzerland, September, 1995.

94. Popovici, A., Sârghiuţă, R., *Parametric study concerning earth dams seismic protection by energy-absorbent layers and braces* (in press), 2000.

95. Popovici, A., Perlea, V., Corda, I., *Behaviour of some earth dams on liquefiable soils*. Proceedings International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. St.Louis-Missouri, 1984.

96. Popovici, A., Toma, I., Pascu, D., Abdulamit, A., *Comments upon on earth dam severely damaged by foundation liquefaction.* Proceedings Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis-Missouri, 1993.

97. Popovici, A., Toma, I., Felecan, O., Abdulamit, A., *Experimental and numerical research on saturated sand liquefaction potential.* Proceedings Second International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Tehran, 1995.

8. SIGURANŢA ŞI IMPACTUL CU MEDIUL ÎNCONJURĂTOR

8.1. Statistici asupra incidentelor şi cedărilor de baraje

8.1.1. Aspecte introductive

Siguranţa barajelor a fost în permanenţă în atenţia comisiilor specializate din cadrul ICOLD. Dealungul timpului au fost realizate mai multe statistici asupra incidentelor sau cedărilor de baraje, investigându-se în mod special cauzele care le-au provocat şi rata cedărilor în funcţie de tipul, vârsta, înălţimea sau numărul total de baraje.

Aceste cercetări având ca obiectiv final reducerea numărului de incidente şi cedări de baraje sunt pe deplin justificate dacă se are în vedere că cedarea unui baraj poate provoca pagube materiale depăşind de zeci de ori costul lucrării şi ceea ce este şi mai grav, multe victime omeneşti. Progresele realizate în concepţiile de proiectare şi tehnologiile de execuţie, în supravegherea comportării în exploatare au condus în mod constant în timp la scăderea ratei incidentelor şi cedărilor de baraje. În paralel s-au dezvoltat sisteme de alarmare în caz de pericol pentru populaţia din aval de baraje, care şi-au dovedit în mai multe ocazii din trecut utilitatea şi sunt în curs de implementare sisteme de asigurare a barajelor pentru situaţii neprevăzute. Aceste probleme au fost dezbătute în cadrul unei teme speciale la Congresul al XIX-lea ICOLD de la Florenţa (1997).

Comisia ICOLD pentru interpretarea statistică a cedărilor de baraje a redefinit şi terminologia din domeniu în vederea aplicării ei unitare în toate ţările membre ale ICOLD [1].

Astfel, prin cedare se înţelege ruperea sau deplasarea unei părţi a barajului sau a fundaţiei lui, astfel încât barajul nu mai poate reţine apă. În general, o rupere provoacă descărcarea unor cantităţi mari de apă, antrenând riscuri pentru persoa–nele şi proprietăţile (bunurile) din aval.

Producerea unui eveniment care a provocat distrugerea parţială sau completă a unui baraj în timpul construcţiei este încadrată ca "cedare" dacă un mare volum de apă a fost descărcat involuntar, după ce barajul a atins o înălţime care a permis realizarea unei acumulări în amonte având minimum 15 m adâncime.

În categoria incident se includ toate celelalte situaţii păgubitoare incluzând accidente care au provocat deteriorări, avarii sau defecţiuni de funcţionare a barajului, fără a conduce însă la ruperea lui [2], [3], [4].

În prezent, la nivelul anului 2000, circa 45000 de baraje cu înălţimi $H \geq 15$ m se află în exploatare dintre care 73% au fost construite în ultimii 50 de ani. În fiecare an încep construcţiile la circa 200 de baraje şi alte circa 200 intră în exploatare.

Datele statistice care se prezintă în continuare se bazează însă pe situaţia existentă la sfârşitul anului 1986, când în Registrul Mondial al Barajelor erau înregistrate 17406 baraje clasificate ca mari baraje (având $H \geq 15\,\text{m}$) conform criteriilor ICOLD. În acord cu datele existente, un număr de 212 baraje din cele inventariate în registru au cedat, dar numai 176 au fost raportate de Comitetele Naţionale. În tabelul 8.1 se prezintă o statistică a cedărilor în funcţie de perioada de construcţie a barajului.

Tabelul 8.1

Perioada de construcţie a barajelor inventariate	**Număr de baraje**	**Număr de cedări**	**Rata cedărilor %**
Construite înainte de 1950	5268	117	2,2%
Construite după anul 1951	12138	59	0,5%
Total baraje inventariate	17406	raportate: 176	1%
		total: 212	1,2%

În funcţie de vârsta barajului, prelucrările statistice au arătat că 70% dintre cedări s-au produs la baraje cu vârstă mai mică de 10 ani. Dintre aceste cedări, peste 50% s-au produs în timpul construcţiei, la prima umplere sau imediat după prima umplere.

Concluzii interesante au reieşit din analiza cedărilor în funcţie de înălţimea barajelor [5]. Astfel, 60% din toate cedările catastrofice cu mai mult de 100 de victime umane au fost ale unor baraje cu înălţimi $H < 30\,\text{m}$. Supravegherea şi întreţinerea acestor mari baraje de înălţimi relativ mici par să nu fie efectuate cu aceiaşi severitate şi grijă ca în cazul barajelor mai înalte.

Rata cedărilor de baraje înainte de anul 1900 depăşea 4%. Rata cedărilor a scăzut permanent în timp, mai ales după anii 1950 situându-se în prezent la mai puţin de 0,5%. Progresele tehnologice înregistrate în această perioadă, perfec–ţionarea metodelor de proiectare, execuţie, supraveghere şi întreţinere, precum şi experienţa obţinută din analiza insucceselor (cedări sau incidente) au contribuit substanţial la reducerea continuă a ratei cedărilor. În tabelul 8.2 se prezintă o statistică a cedărilor pe tipuri de baraje aflate în exploatare care s-au produs după 1970 [5].

Tabelul 8.2

Tipul de baraj	Număr de baraje	Număr de cedări	Rata de cedare baraj/număr de ani de exploatare
• Baraje din beton sau din zidărie de piatră	5500	2	1/70000
• Baraje din umpluturi			
$H > 30$ m	3000	10	1/7000
$H < 30$ m cu lac $V > 10 \cdot 10^6$ m^3	2000	17	1/3000
$H < 30$ m cu lac $V < 10 \cdot 10^6$ m^3	6000	7	1/20000
Total baraje din umpluturi	11000	34	1/10000

În figura 8.1 se prezintă statistica cedărilor în funcţie de tipul şi înălţimea barajelor. Aşa cum rezultă şi din tabelul 8.2, datele statistice conduc la concluzia că rata cedărilor la barajele din umpluturi şi în mod special la barajele de pământ este mai ridicată decât la barajele de beton. În raport cu numărul total de baraje de un anumit tip existente, cea mai scăzută rată a cedărilor s-a realizat la barajele arcuite.

Cele mai frecvente cauze ale cedărilor barajelor din umpluturi sunt în ordine: deversarea lor, având drept cauză principală subestimarea viiturilor de calcul, eroziunea internă şi instabilitatea structurală cauzată în special de acţiunea seismică [6].

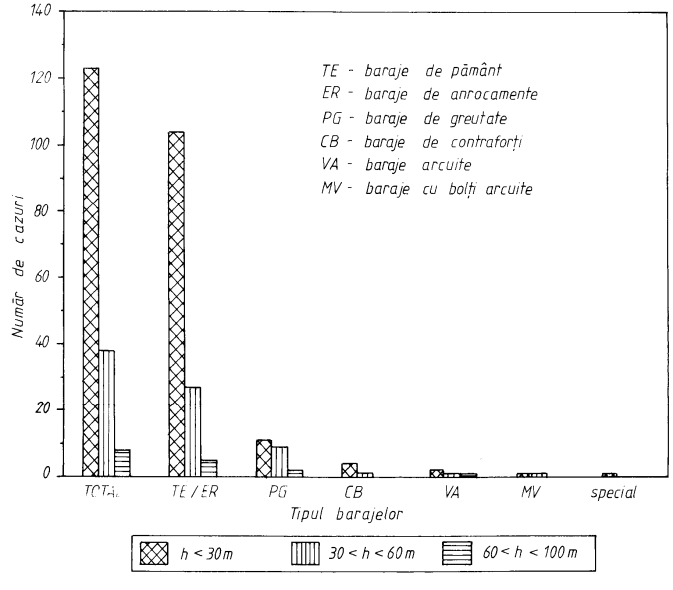


Fig. 8.1. Numărul de cedări pe tipuri şi înălţimi ale barajelor (TE/ ER - pământ anrocamente, PG - greutate, CB - contraforţi, VA - arcuite, MV - bolţi multiple).

În domeniul barajelor de beton cauzele principale ale cedărilor au fost eforturile excesive sau instabilitatea fundaţiei sau umerilor barajelor [6].

Acelaşi studiu [5] a remarcat că barajele din steril sau pentru depozitarea reziduurilor sunt mult mai vulnerabile decât barajele de umpluturi convenţionale (pentru stocarea apei sau crearea unei retenţii).

8.1.2. Incidente şi cedări în timpul construcţiei sau primei umpleri

Cele mai multe incidente şi cedări care s-au produs în timpul construcţiei au fost o consecinţă a uneia sau mai multora din următoarele cauze:

- erori de proiectare;
- defecţiuni de construcţie;
- deviere provizorie subdimensionată sau viitură mai mare decât cea considerată;
- întârzieri neprevăzute în realizarea construcţiei.

Erorile de proiectare provin cel mai des din folosirea inadecvată a unor programe de calcul de către ingineri lipsiţi de experienţă sau care nu au cunoştinţe suficiente asupra metodelor de calcul utilizate.

Erori serioase pot de asemenea să apară din cauza unor insuficiente investigaţii pe teren sau teste de laborator, sau din cauza interpretării eronate a rezultatelor lor. Ipoteze de proiectare bazate pe estimări incorecte ale proprietăţilor materialelor din ansamblul unitar baraj-fundaţie pot conduce uşor la consecinţe grave.

O legătură permanentă între organizaţia de construcţie şi echipa de proiectare este de importanţă esenţială pentru adaptarea proiectului cu condiţiile noi apărute pe durata execuţiei şi evitarea unor consecinţe potenţial grave.

Cele mai dese defecţiuni de construcţie se produc din cauza unor lucrări de calitate nesatisfăcătoare, insuficient supravegheate. Lucrările de execuţie specifice barajelor impun o anumită experienţă a constructorului în asemenea lucrări, care poate lipsi în ţările unde construcţia de baraje se află la început.

Viiturile apărute în timpul execuţiei barajelor au fost cauza directă sau indirectă la numeroase incidente sau cedări. Problema viiturii de dimensionare pentru lucrările de deviere provizorie trebuie rezolvată pe baze tehnico-economice, punând în balanţă costurile suplimentare necesitate de o asigurare mai ridicată împotriva inundării incintei lucrărilor, în raport cu pagubele produse de asemenea inundaţii. Respectarea cu stricteţe de către constructor a graficului calendaristic de execuţie care ţine cont de variaţiile sezonale ale fenomenelor naturale - perioade de secetă, perioade bogate în precipitaţii etc. - este de importanţă maximă pentru reducerea riscului de producere de incidente sau cedări din cauza viiturilor.

Prima umplere a lacului este o operaţie de importanţă esenţială. Creşterea nivelului în lac trebuie făcută gradual, într-un ritm controlabil cât mai scăzut, cu paliere la anumite nivele şi cu o monitorizare atentă a comportării structurale.

După atingerea fiecărui stadiu de umplere trebuie efectuate inspecţii

detaliate la baraj, fundaţie, umeri, lucrări de descărcare-disipare. De asemenea, malurile lacului trebuie controlate pentru posibile instabilităţi.

Incidente serioase şi cedări pot să se producă în timpul primei umpleri sau în perioada imediat următoare umplerii. Ele au drept cauze cele mai probabile deficienţe în investigaţiile pentru furnizarea datelor necesare proiectării, proiectarea sau execuţia. Totuşi, în trecut ele au fost generate uneori şi de fenomene imprevizibile, cum au fost de exemplu alunecări majore de teren sau seismicitate indusă de lacul de acumulare.

În vederea descoperirii din timp a unor fenomene potenţial periculoase pentru combaterea lor, cele mai mici semnale de deficienţe sau de comportare neprevăzută trebuie atent supravegheate şi interpretate. Monitorizarea riguroasă ca şi inspecţiile vizuale la intervale scurte trebuie continuate cel puţin un an - adică pe durata unui ciclu hidrologic anual complet - după ce lacul a atins cota lui maximă pentru prima dată.

Sistemele de drenaj şi comportarea fundaţiei şi umerilor barajului vor fi supravegheate în mod special. Apariţia unor infiltraţii excesive sau necontrolate (în particular concentrate) este întotdeauna un semn de pericol serios care poate fi provocat de deficienţe situate sub nivelul retenţiei sau al corpului barajului. Toate tipurile de baraje din umpluturi sunt vulnerabile la acest pericol, dar şi stabilitatea structurilor de greutate poate fi serios afectată de dezvoltarea unor subpresiuni excesive.

Instabilitatea pantelor barajelor de pământ poate fi consecinţa unei compactări insuficiente, dar când instabilitatea se manifestă pe durata primei umpleri sau primei goliri, ea poate fi mai probabil consecinţa unor ipoteze de proiectare incorecte. Tasările diferenţiate sau deformaţiile diferenţiate ale fundaţiei sunt consecinţa unor interpretări necorespunzătoare ale testelor de compresibilitate pe materialele de umplutură, respectiv a unor investigaţii insuficiente asupra fundaţiei. Deformaţiile diferenţiate majore pe durata sau în perioada imediat următoare primei umpleri a lacului sunt un semn de slăbiciune structurală şi conduc practic inevitabil la producerea de fisuri. Conductele traversând corpul barajelor precum şi sistemele de drenaj alcătuite din tuburi, trebuie să fie proiectate şi instalate acordând o atenţie specială riscului de producere a unor tasări diferenţiate. Exfiltraţiile din asemenea conducte sau sisteme de drenaj pot afecta serios stabilitatea umpluturii.

8.1.3. Incidente şi cedări în timpul exploatării

Într-o analiză mai veche [7] s-a remarcat că cele mai multe incidente şi cedări în timpul exploatării barajelor sunt direct sau indirect cauzate de erori umane, incluzând absenţa sau insuficienţa unor măsuri uzuale de precauţie, unei supravegheri şi întreţineri corespunzătoare. În aceeaşi categorie se încadrează şi modificările intenţionate sau neintenţionate de detalii constructive pe şantier fără acordul proiectantului.

Devierea de la instrucţiunile de exploatare, chiar dacă este neintenţionată, poate conduce la consecinţe extrem de grave. Spre exemplu, nerespectarea instrucţiunilor de exploatare a descărcătorilor de ape mari poate uşor compromite siguranţa barajului şi a lucrărilor lui anexe.

Monitorizarea sistematică şi inspecţiile vizuale constituie cea mai bună protecţie împotriva incidentelor sau cedărilor. Informaţiile primare furnizate de aparatura de măsură şi control trebuie transmise imediat persoanelor responsabile pentru siguranţa barajului în vederea procesării şi interpretării lor.

O problemă serioasă cu mari implicaţii economice a apărut în ţările cu tradiţie în exploatarea şi ingineria barajelor odată cu îmbătrânirea barajelor din aceste ţări. Criteriile după care au fost proiectate aceste baraje au evoluat, metodele de proiectare şi tehnicile de calcul s-au perfecţionat iar comunităţile au devenit mult mai severe în acceptarea unor intervenţii ale omului asupra mediului înconjurător.

Aproximativ 65% din cedările de baraje produse în timpul exploatării au fost cauzate de capacitatea insuficientă a descărcătorilor. Ei au fost dimensionaţi la viituri evaluate după criterii sau metode inadecvate sau capacitatea insuficientă a descărcătorilor s-a datorat schimbării condiţiilor de curgere în bazinul râului în amonte de baraj. Deversarea barajelor poate fi cauzată de asemenea din cauza inoperabilităţii stavilelor de închidere a câmpurilor deversoare (blocare stavile în poziţia închis, întreruperi în alimentarea cu energie, îngheţ, blocări câmpuri deversoare cu plutitori etc.). Colmatarea lacurilor poate de asemenea reduce capacitatea de stocare şi respectiv de atenuare în lac a viiturilor.

Colmatarea graduală a drenurilor poate deveni în particular periculoasă pentru stabilitatea barajului prin creşterea excesivă a subpresiunilor sau a presiunii apei din pori. Creşterea infiltraţiilor poate afecta în particular siguranţa barajelor de pământ prin dezvoltarea unor fenomene de eroziune internă. Infiltraţiile continue traversând sau ocolind barajul de pământ riscă să degradeze fundaţia şi umerii lui prin reducerea rezistenţei lor la alunecare sau forfecare, chiar după mulţi ani de exploatare aparent în condiţii normale.

Barajele de greutate vechi - din zidărie de piatră sau beton - proiectate după criterii învechite, au produs o rată relativ ridicată de cedări.

În sfârşit, utilizarea capacităţilor maxime instalate în descărcători, poate produce viituri catastrofale în aval de baraj, mai mari chiar decât cele în regim natural. În cazul apariţiei unei viituri afluente de mari proporţii, personalul de exploatare trebuie adeseori să răspundă unei teribile dileme: să producă inundaţii în aval de baraj cu toate consecinţele asociate (pagube materiale, eventual pierderi de vieţi omeneşti) sau să limiteze debitele descărcate punând în pericol siguranţa barajului.

8.1.4. Mecanisme de cedare

În raportul general de la Q75 - Incidente şi cedări de baraje - de la Congresul al XIX-lea ICOLD, Florenţa (1997), Budweg F.M.G. [2] descria patru mecanisme posibile de cedare: hidrologică, structurală, de natură seismică, voluntară (în timp de război sau prin acte teroriste).

Cedarea hidrologică poate fi provocată de viituri pe râu care au depăşit capacitatea descărcărilor de suprafaţă şi de adâncime ai barajului, conducând la deversări peste coronament şi ca o consecinţă directă, distrugerea barajului. Deversările peste coronament care nu au condus la cedarea barajului se clasifică la incidente.

Barajele din umpluturi, în special cele din pământ sunt cele mai vulnerabile în caz de deversare a lor. Rezistenţa lor la eroziune depinde în principal de înclinarea paramentului aval (deversat) şi de calitatea stratului de protecţie a taluzului de a nu fi afuiat de lama deversantă. Deîndată ce lama deversantă se infiltrează pe sub stratul de protecţie, fenomenul de eroziune se dezvoltă rapid conducând la pierderea totală a stabilităţii taluzului prin afuiere, fisurare şi alunecare.

Barajele de piatră sunt de asemenea foarte vulnerabile în caz de deversare a coronamentului lor, mai ales dacă sunt insuficient compactate. În timp ce barajele omogene din materiale puţin permeabile sau barajele de pământ bine compactate, atunci când sunt deversate pot rezista fenomenului de saturare mai multe ore, barajele din anrocamente având un grad ridicat de permeabilitate sunt rapid saturate de curentul de apă deversant. În timp ce cedarea unui baraj de pământ deversat este în general iniţiată prin eroziunea paramentului aval, în cazul unui baraj de anrocamente cedarea se produce prin alunecări superficiale la paramentul aval [8].

În figura 8.2 se prezintă repartiţia debitelor unei lame care deversează peste coronamentul unui baraj de piatră cu nucleu din material argilos. Debitul deversant (Q_v) se împarte în debitul intern care curge prin corpul umpluturii (Q_1) şi debitul extern care curge pe taluz (Q_2).

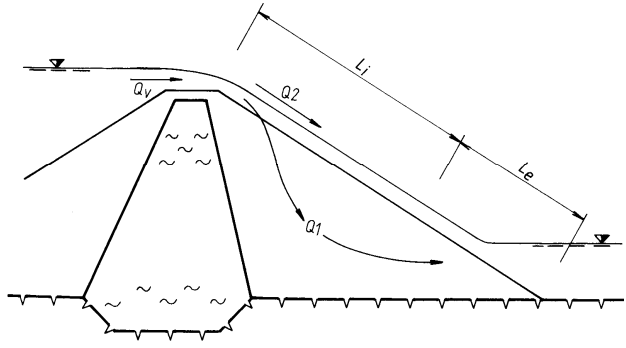


Fig. 8.2. Repartiţia debitelor unui curent de apă deversând coronamentul unui baraj de piatră cu nucleu din material argilos: Q_v - debit deversant, Q_2 - debit extern, Q_1 - debit intern, L_i - lungimea ariei de infiltraţii, L_e - lungimea ariei de emergenţă.

Debitul Q_2 este variabil în lungul taluzului, la început descrescând odată cu creşterea debitului care curge prin corpul umpluturii (zona ariei de infiltraţii) şi apoi crescând cu debitul exfiltrat din corpul umpluturii (zona ariei de emergenţă).

Mişcarea apei pe taluz se caracterizează prin viteze mari, turbulenţă puternică şi aerare intensă. Mişcarea apei prin corpul anrocamentelor are de asemenea un caracter turbulent cu rezistenţe de natură neliniară. Cercetări experimentale [8] au condus la concluzia că relaţia exponenţială (8.1), şi nu relaţia cuadratică Forchheimer, modelează cel mai precis rezistenţa la curgere prin anrocamente:

$$i = a\, v^n \,. \tag{8.1}$$

Dacă viteza se măsoară în inchs/secundă parametrii a şi n pot avea valorile 0,4 şi respectiv 1,85.

Calcule de stabilitate a taluzului aval, după metoda Bishop, considerând presiunile apei deversante în acord cu consideraţiile de mai înainte [8] au relevat că suprafeţele de alunecare cele mai periculoase sunt de mică adâncime şi sunt situate în vecinătatea piciorului aval al taluzului (fig. 8.3).

În concluzie, deversarea peste coronament este un fenomen periculos atât pentru barajele de pământ cât şi pentru barajele de piatră. O compactare de bună calitate măreşte rezistenţa acestor baraje la acţiunile distructive ale curentului deversant.

Barajele de beton sau din zidărie de piatră sunt mult mai puţin vulnerabile în caz de deversare. Stabilitatea barajelor de greutate de mică înălţime poate fi grav afectată de creşteri neprevăzute ale nivelului în lac datorită unor viituri extraordinare.

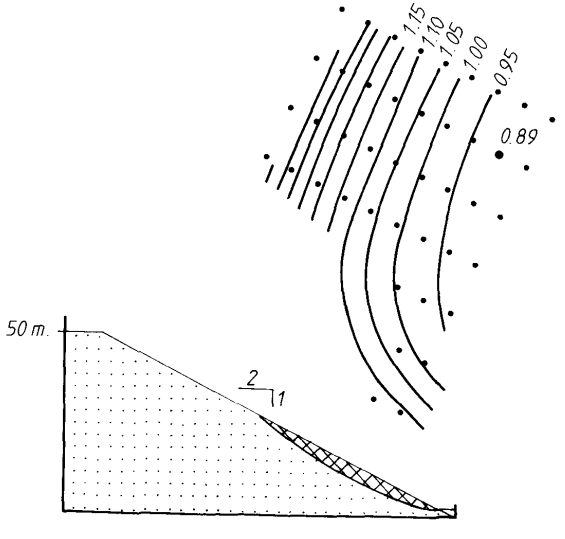


Fig. 8.3. Linii de egali coeficienţi de siguranţă la alunecare pentru un baraj de piatră cu nucleu din material argilos, deversat.

Cedarea structurală este consecinţa finală a rezistenţei insuficiente a materialelor. Cedarea se produce sub acţiunea încărcărilor externe sau interne. Cedările produse de cutremure au fost tratate separat în capitolul 7.

Depăşirea capacităţii de rezistenţă a materialelor poate fi rezultatul unei concepţii de proiectare necorespunzătoare, folosirii unor materiale inadecvate, greşelilor de construcţie sau degradării proprietăţilor materialelor din cauza îmbătrânirii sau a unei protecţii insuficiente împotriva acţiunii mediilor agresive.

Eroziunea internă şi infiltraţiile provocate de fundaţii cu etanşări sau sisteme de drenaj subdimensionate sunt cauzele principale ale cedărilor sau avariilor barajelor din umpluturi.

Fundaţiile slabe, tratarea insuficientă a fundaţiei, subpresiunile excesive pe talpa de fundaţie şi infiltraţiile puternice - în general problemele de fundare - sunt cauzele principale care au provocat cedări structurale sau incidente în cazul barajelor de beton.

Structurile anexă (descărcătorii de suprafaţă şi de adâncime) sunt esenţiale pentru exploatarea în siguranţă a barajului şi trebuie tratate cu aceeaşi atenţie ca stabilitatea structurală sau siguranţa funcţională a barajului însuşi. Blocarea sau defecţiunile structurale ale descărcătorilor de adâncime, ale ecluzelor, pot produce deranjamente serioase sau scoaterea din serviciu a barajului. Inoperabilitatea sau defecţiunile de funcţionare ale descărcătorilor de suprafaţă dacă nu sunt remediate rapid pot foarte probabil să afecteze în mod grav siguranţa barajului. Fenomenele de cavitaţie în descărcători pot cauza avarii structurale serioase care necesită costuri ridicate pentru reparaţii.

Cedările de natură seismică au fost tratate pe larg în capitolul 7. În acest capitol se va aminti numai faptul că barajele din umputuri şi cu deosebire cele alcătuite din materiale lichefiabile sau amplasate pe fundaţii din materiale liche–fiabile sunt în general mai vulnerabile la acţiunea seismică decât barajele de beton.

Cedările provocate voluntar - urmare a unor acţiuni în timp de război sau atacuri teroriste - au devenit o realitate în secolul al XX-lea. Acest tip de cedare este gândit astfel încât să producă cât mai multe pagube. Bombardarea sau distrugerea prin plasarea de explozivi în punctele cele mai vulnerabile ale barajului sunt în general tehnicile preferate.

8.2. Descrieri ale unor cedări reprezentative

8.2.1. Barajul Baldwin Hills

Cauzele şi mecanismele marilor ruperi catastrofice de baraje au constituit preocupări pentru comunitatea inginerească încă mult timp după producerea lor. În acest mod, pe baza noilor cunoştinţe şi date care au apărut în timp se caută a se obţine maximum de învăţăminte din aceste greşeli (erori) din trecut. În anul 1985 la Universitatea Purdue-Lafayette, SUA, s-a desfăşurat o conferinţă internaţională în care au fost reexaminate patru accidente majore de baraje: Baldwin Hills, Malpasset, Vajont şi Teton [9]. În continuare, pe lângă datele generale cunoscute asupra acestor accidente [6], [10] se prezintă şi concluziile reexaminărilor de la această conferinţă.

Barajul Baldwin Hills a fost construit în perioada 1947...1951, acumularea creată de baraj servind pentru alimentarea cu apă a oraşului Los Angeles. Barajul este de tipul omogen din pământ, cu etanşare amonte cu ecran din material argilos şi are o înălţime maximă de 71 m (fig. 8.4).

Două sisteme separate de drenaj au fost prevăzute şi anume: unul pentru drenarea fundaţiei sub umplutura barajului şi altul pentru a colecta infiltraţiile prin ecranul argilos şi a le conduce la camera de măsură (fig. 8.4). De remarcat că ecranul argilos a fost protejat pe faţa amonte de un pavaj de beton asfaltic poros cu grosimea de 7,5 cm. Drenarea ecranului s-a realizat printr-un strat drenant din pietriş mărgăritar uşor cimentat de 10 cm grosime, care a fost plasat pe un strat de gunit nisipos poros de 6,3 mm grosime pentru prevenirea infiltraţiilor prin corpul barajului. Cea mai de jos (din spre aval) componentă a sistemului de etanşare-drenaj a fost o membrană de asfalt de 7 mm grosime plasată fie pe terenul natural, fie pe umplutura compactată. O ţesătură de bumbac a fost utilizată acolo unde a fost necesară întărirea membranei de asfalt.

Acumularea a fost realizată într-o formaţiune sedimentară, în principal de origine marină, acoperind un şist cristalin. Aria a avut deformaţii tectonice severe în timpul ultimului Pleistocen. De asemenea, zona este activă din punct de vedere seismic, dar nici un cutremur puternic nu a fost înregistrat în perioada 1950-1963 cât acumularea a fost în exploatare. Materialele din chiuveta lacului şi fundaţia barajului au fost sensibile la densificare şi eroziune.

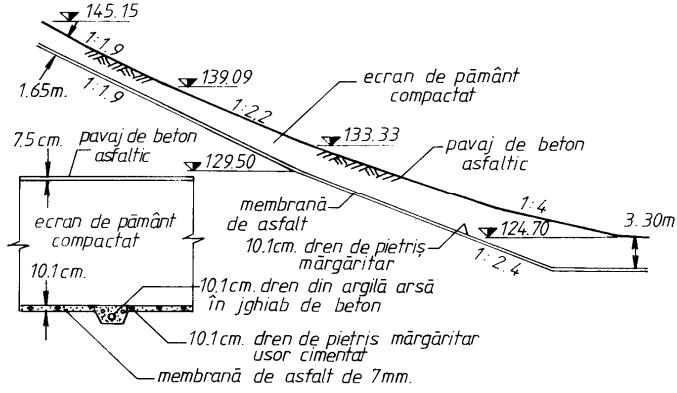


Fig. 8.4. Secţiune tipică de etanşare a taluzelor lacului Baldwin Hills şi detaliu privind dispunerea drenajului.

Lacul a fost exploatat continuu între 1951 şi 1963, cu excepţia unei perioade din anul 1957 când a fost golit pentru curăţire. Supravegherea în exploa–tare s-a făcut prin inspecţii lunare şi măsurători săptămânale a debitelor colectate de sistemul de drenaj.

În timpul primei umpleri (aprilie, 1951) debitele din sistemul de colectare a infiltraţiilor au crescut substanţial atingând 284 ℓ/minut. Lacul a fost atunci golit şi s-au făcut teste cu coloranţi pentru găsirea drumului de infiltrare. Testele au arătat că protecţia din asfalt se ondulase în zona de la baza estică a taluzului. Fisuri au fost găsite de asemenea pe latura estică a turnului de priză de apă. Lucrări de remediere au fost realizate şi lacul a fost umplut în iunie 1951. Pe durata primilor ani de exploatare sistemul de colectare a infiltraţiilor a necesitat lucrări importante de întreţinere. Volume apreciabile de asfalt au fost găsite în curgere prin sistem din latura vestică a barajului.

În octombrie 1951, o fisură a apărut în galeria de inspecţie din vecină–tatea faliei 1 de sub baraj. În 1953 un rost de la parapetul de la umărul estic al barajului principal s-a deschis cu 6,3 mm, iar în 1955 deschiderea a crescut la 12,7 mm. În 1957 când lacul a fost golit, mai multe fisuri au fost observate în protecţia cu beton asfaltic a paramentului amonte. În 1960 noi fisuri au fost găsite în camera de inspecţie. În săptămâna dinaintea ruperii, în tunelul de acces, turnul de priză, parte din camera de inspecţie la est de falia 1 s-au dezvoltat subpresiuni. Începând din martie 1963, debitele totale din sistemul de colectare a infiltraţiilor au fost în creştere atingând circa 49 ℓ/minut în momentele dinaintea cedării (14 decembrie 1963). În zonă, la sud şi vest de lacul de acumulare (fig. 8.5) există un important câmp petrolifer (Inglewood) cu suprafaţa de 486 ha descoperit în 1924. În 1963 în câmp erau în exploatare mai mult de 600 de puţuri de extracţie. Din cauza scăderii rezervelor în 1954, 1960 şi 1962 s-au făcut injecţii cu apă sărată de represurizare a zăcământului. Presiunile de injectare în primele faze ale acestor injecţii au atins 1172 kPa. Injecţiile de represurizare au cauzat unele deplasări de forfecare în lungul faliei 1.

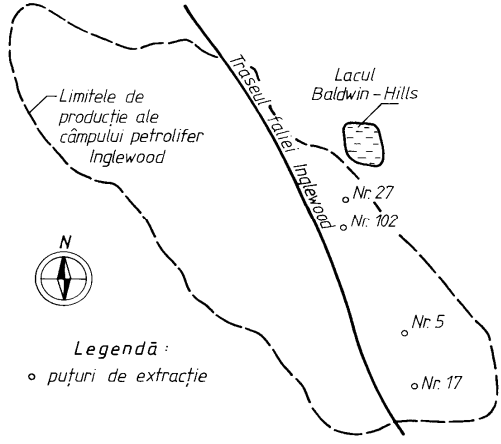


Fig. 8.5. Amplasamentul acumulării Baldwin Hills şi limitele câmpului petrolifer Inglewood.

Extracţiile de petrol şi gaze din câmpul Inglewood au provocat de asemenea fenomene de subzidenţă. Centrul ariei de subzidenţă având formă eliptică s-a situat la circa 800 m vest de lacul de acumulare. În amplasamentul lacului, subzidenţa în perioada 1917-1963 a fost apreciată la 0,90 m. Măsurătorile geodezice în 1934, 1961 şi 1963 au pus în evidenţă mişcări laterale în amplasamentul barajului în direcţia tasărilor de subzidenţă.

Ruperea barajului s-a produs la data de 14 decembrie 1963. În ziua respectivă la ora 11h 15' zgomotul apei colectate în drenurile de sub ecranul de etanşare a barajului a fost auzit în conducta de golire. Imediat s-a luat decizia coborârii nivelului în lac, golirea lacului necesitând 24 ore. În jurul orei 13h, exfiltraţii de apă noroioasă au fost descoperite în aval de umărul de est al barajului principal. La ora 14h 20', în timpul operaţiei de coborâre a nivelului în lac, pe partea opusă zonei cu exfiltraţii, în ecran s-a observat o surpare de 0,90 m. Deşi s-a procedat la umplerea cavităţii (surpării) cu saci de nisip la ora 15h 30' barajul a fost străpuns violent, s-a format o breşă având 23m lăţime la bază şi 27 m adâncime. Lacul s-a golit într-o oră şi jumătate. Pagubele materiale au fost imense (50 milioane dolari), dar populaţia a putut fi alertată şi evacuată (catastrofa a provocat 5 victime).

Mai multe investigaţii au fost efectuate după accident pentru a se determina cauzele. Hamilton şi Mechan au considerat că injecţiile de represurizare au cauzat deplasări de forfecare în lungul faliei 1, care s-au propagat către suprafaţă şi au forfecat ecranul de etanşare al barajului. Casagrande, Wilson şi Schwantes au avut opinia că nici o mişcare semnificativă nu s-a produs pe falie pe durata exploatării lacului; mecanismul de rupere a fost declanşat prin surparea unor cavităţi de sub ecran în lungul faliei 1, care se formaseră prin eroziune internă de-a lungul unei perioade de mulţi ani de exploatare a lacului.

Profesorul Scott, care a analizat accidentul din partea companiei petrolifere a susţinut că au fost mai multe cauze. El a susţinut că amplasamentul ales a fost necorespunzător, deoarece se ştia despre fenomenul de subzidenţă existent înainte

de realizarea construcţiei şi de asemenea despre falia care traversa aria lacului. Fenomenul de subzidenţă a continuat şi când lacul era gol, deci el nu a fost indus de lac. El a formulat concluziile că încărcarea din lac a cauzat unele compactări şi că injecţiile de represurizare a fost posibil să fi avut unele efecte, dar este imposibil ca ele să fi constituit cauza principală a ruperii.

Wilson a susţinut că deplasările în lungul faliei care traversează lacul au condus la deteriorarea sistemului rigid de sub drenuri permiţând apei să erodeze materialul din fundaţie. El consideră că fenomenul s-a declanşat încă de la prima umplere a lacului, când s-au semnalat infiltraţii mari şi a continuat până la producerea ruperii. Leps, de asemenea, a spus că cel mai mare defect al barajului Baldwin Hills a fost rigiditatea sistemului de sub drenuri care avea funcţia de dirijare a infiltraţiilor.

Atât Wilson, cât şi alţi participanţi la conferinţa de la Universitatea Purdue-Lafayette au fost de acord că este improbabil să se ajungă vreodată la o evaluare cantitativă şi definitivă a evenimentului sau chiar la un complet acord asupra mecanismului de rupere.

8.2.2. Barajul Teton

Barajul Teton ($H = 92$ m) a fost un baraj de pământ cu nucleu din loess argilos-prăfos de natură eoliană (fig. 8.6). Geologia amplasamentului a fost deosebit de complexă: riolite şi tufuri de natură vulcanică cu un sistem dezvoltat de rosturi care le-au făcut extrem de permeabile şi praf eolian din abundenţă care a fost folosit ca material în corpul barajului. În amplasament s-au făcut investigaţii extensive înainte de începerea construcţiei. Un program pilot de injecţii la malul stâng a condus la concluzia că roca este excepţional de permeabilă până la o adâncime de 21 m. În aceste condiţii s-a decis ca etanşarea în prelungirea nucleului până la această adâncime să se facă printr-o tranşee umplută cu acelaţi tip de material care se folosea în nucleu, soluţia fiind mai economică. Etanşarea de adâncime în prelungirea tranşeei (pintenului de etanşare) s-a realizat cu un voal de injecţii cu adâncimi de 70...90 m pe întreaga lungime a barajului (lungime la coronament 810 m).

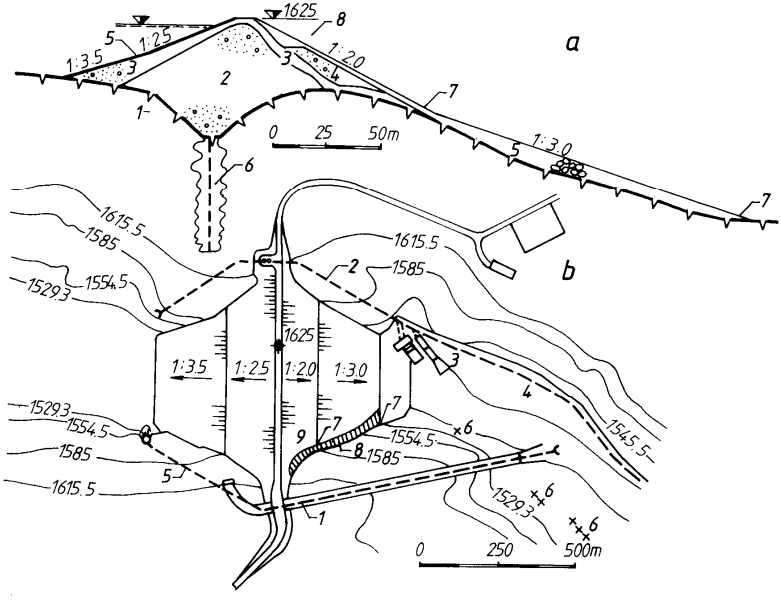


Fig. 8.6. Barajul Teton: *a* - profil transversal în zona ruperii; *1* - tuf riolitic, *2* - nucleu din material eolian, *3* - balast de râu, *4* - material eterogen, *5* - anrocamente, *6* - voal de etanşare, *7* - puncte iniţiale de exfiltraţii, *8* - zona unde a început formarea craterului; *b* - plan de situaţie; *1* - descărcător canal, *2* - galerie de aducţiune şi golire, *3* - centrală hidroelectrică şi staţie de pompare, *4* - conductă de alimentare cu apă, *5* - golire de fund auxiliară, *6* - zone de izvorâre premergătoare accidentului, *7* - zona de izvorâre din ziua accidentului, *8* - zonă erodată, *9* - zonă de formare a craterului.

În legătură cu alcătuirea corpului barajului trebuie remarcat că între materialul din nucleu şi balastul din corpul barajului sau între umplutura din tranşee (pinten de etanşare) şi peretele ei dinspre aval nu s-a prevăzut nici o zonă de tranziţie (filtre inverse).

Barajul a fost construit în perioada 1973-1975, iar ruperea s-a produs la 5 iunie 1976 pe durata primei umpleri. Rata maximă de umplere a lacului a fost fixată la 0,3 m/zi, rată realizată din noiembrie 1975 până în martie 1976. În perioada martie-mai 1976 rata de umplere a crescut la 0,6 m/zi datorită debitului afluent neobişnuit de mare rezultat din topirea zăpezilor. Proiectanţii au permis o creştere substanţială a ratei de umplere, în vederea dispunerii încă din vara lui 1976 de apă pentru irigaţii, astfel că în perioada mai - 5 iunie 1976 rata de umplere a depăşit 1 m/zi. Astfel lacul a fost umplut în 8 luni (în loc de 2 ani cât se prevăzuse în proiectul iniţial), la 5 iunie 1976 nivelul în lac ajungând la 6 m sub cota de lac plin.

În ziua de 3 iunie 1976, adică cu două zile înaintea ruperii, au fost observate mici izvoare cu debite de 6...6,5 ℓ/s pe versantul drept la circa 450 m aval de baraj. În 4 iunie, izvoare noi cu debite de 1...2 ℓ/s au apărut la 122 m de piciorul aval al barajului. În ziua de 5 iunie ora 7 au fost observate izvoare pe paramentul aval al barajului, pe versantul drept sub aripa de închidere la circa 40 m sub cota coronamentului (v. fig. 8.6). Apă murdară cu debit apreciat la 0,7 m^3/s a fost observată la ora 8 curgând pe versantul drept lângă piciorul aval al barajului. În

următoarele ore infiltraţiile au crescut rapid şi s-a format un crater pe paramentul aval al barajului. La ora 9h 30' autorităţile au dat ordin de evacuare a populaţiei din aval de baraj. Constructorul a încercat fără succes să umple cu anrocamente mari craterul format pe paramentul aval. Situaţia s-a înrăutăţit când în jurul orei 10h 30' s-a format un vârtej în lac la 5 m de baraj şi 40 m de aripa de închidere în malul drept, în partea opusă infiltraţiilor din aval. Către ora 11h 20' o gaură mare fusese erodată în baraj, iar la ora 11h 55' coronamentul barajului de deasupra s-a prăbuşit producându-se o breşă care apoi s-a lărgit rapid. Unda de viitură în aval de baraj a atins înălţimea de 50 m. Lacul s-a golit în circa 8 ore, timp în care prin breşa formată s-au scurs circa 300 milioane m^3 apă şi 3 milioane m^3 de material de umplutură erodată reprezentând 40% din volumul barajului.

Unda de viitură formată după rupere s-a deplasat cu o viteză de circa 30 km/oră. Când unda a ajuns în câmpia largă, circa 15 km în aval de baraj, ea s-a lăţit având adâncimi de 3...5 m şi o viteză de 8 km/oră. Populaţia a putut fi alertată şi evacuată, astfel că în accident au murit doar 11 persoane. Pagubele materiale au fost însă foarte mari fiind evaluate la 1...2 miliarde dolari.

În urma accidentului, s-au format două grupe de anchetă, una independentă şi alta reprezentând agenţii guvernamentale. Barajul Teton fusese construit de Burec, ea însăşi o agenţie guvernamentală.

Grupa de experţi independenţi a considerat că ruperea barajului a putut fi provocată de una din următoarele două cauze:

– infiltraţiile în fundaţie prin fisurile din rocă neetanşate prin injecţii, în secţiunea unde s-a amorsat ruperea, care au condus la erodarea bazei umpluturii din tranşee şi în final la formarea breşei prin baraj;

– erodarea rapidă a materialelor din secţiunea de cedare, care a fost generată de infiltraţiile prin fisurile din umplutura tranşeei (pintenului) de etanşare provocate fie prin fracturare hidraulică, fie prin tasări diferenţiate.

Grupa de experţi reprezentând agenţii guvernamentale a ajuns la concluzia că barajul a cedat din cauza protecţiei inadecvate la eroziune internă (lipsă zone de tranziţie) a materialului extrem de erodabil din nucleu şi tranşeea de etanşare. Eroziunea a fost iniţiată de infiltraţiile concentrate prin fisurile din materialul de umplutură din nucleu + tranşee, sau prin suprafaţa de contact dintre nucleu şi roca de fundaţie.

În anii care au urmat celor două anchete, alte comisii şi specialişti au ana–lizat accidentul. În vara lui 1978, în timpul excavaţiilor în umplutura de la umărul mal stâng al barajului - opus celui în care s-a produs ruperea - s-au găsit zone de pământ lângă baza tranşeei, cu conţinut de apă foarte ridicat. Descoperirea acestor pungi de apă a condus la speculaţia că ele ar fi putut fi prezente şi la malul drept şi totodată ele ar fi putut fi la originea ruperii. Iniţial s-a crezut că ele ar fi fost generate din pământ îngheţat pus în operă în iarna lui 1974-1975. Investigaţiile ulte–rioare au stabilit însă că umpluturile în zonele respective fuseseră realizate în aprilie-mai 1975 şi că o posibilă cauză a pungilor de apă a putut fi mixajul nesa–tisfăcător între materialul de umplutură uscat şi cel umed pe suprafaţa de turnare care a generat în final o umplutură eterogenă cu zone umede de densitate scăzută.

Leonards şi Davidson au considerat într-un raport din 1984 că materialul din zonele cu pungi de apă fusese compactat corespunzător pe ramura uscată a curbei Proctor funcţie de umiditatea umpluturii. Zonele respective au cedat când s-au umezit, apoi fisurarea sau fracturarea hidraulică s-a produs în tranşeea de etanşare şi a urmat eroziunea rapidă a materialului.

Între opiniile exprimate la conferinţa de la Universitatea Purdue-Lafayette se menţionează cea a lui Leps privind secţiunea tranşeei de etanşare ale cărei pante ale pereţilor nu trebuiau să fie mai abrupte de 1:1 şi a cărei adâncime ar fi trebuit să fie mai mică. Suprafaţa tranşeei ar fi trebuit protejată cu dale de beton şi injecţii de consolidare ale terenului au fost necesare. În legătură cu pungile de apă, Leps consideră că au rezultat ca urmare a unor lucrări defectuoase de punere în operă a umpluturii, cu procente de umiditate de până la 3,7%, mai scăzute decât umiditatea optimă. Leps a subliniat necesitatea unui control sistematic al umidităţii materialului de umplutură şi prevederea unor zone de tranziţie din filtre inverse pentru protecţia la eroziune internă a nucleului de etanşare.

Penman a susţinut că amplasamentul Teton a fost corespunzător pentru lac dar nu pentru baraj, el fiind impus de presiunea fermierilor care aveau nevoie de apă pentru irigaţii şi controlul viiturilor. Opinia sa este că atunci când din cauza volumelor mari de suspensii injectate voalul de etanşare de la partea superioară s-a înlocuit cu tranşeea (pintenul) de etanşare, două decizii rele au fost luate şi anume: proiectarea unei tranşei cât mai înguste şi umplerea ei cu material prăfos erodabil. El a mai remarcat că în timpul lucrărilor de excavaţii la tranşeea la malul drept, largi fisuri şi crăpături au fost identificate în fundaţie la dreapta descărcătorului.

Ele au fost injectate, dar lucrările au fost oprite la cota 1579 mdM, care corespunde se pare punctului de unde s-a iniţiat ruperea.

Duncan, în calitate de moderator al discuţiilor asupra accidentului de la barajul Teton, a făcut o sinteză a învăţămintelor desprinse în urma acestui eveniment, după cum se prezintă în continuare:

– necesitatea etanşării fisurilor din fundaţie şi versanţi şi prevederea de filtre;

– adoptarea principiului de linii succesive de apărare (în cazul de faţă linii de etanşare), ţinând cont de unele circumstanţe necunoscute care pot să apară în timpul vieţii construcţiei;

– dotarea construcţiei cu aparatură corespunzătoare de monitorizare a comportării;

– considerarea unor rate reduse de ridicare a nivelului în lac, pentru a avea mai mult timp pentru detectarea unor anomalii;

– dotarea barajului cu instalaţii de golire rapidă;

– necesitatea unui control riguros şi permanent a calităţii lucrărilor de umpluturi;

– expertizarea proiectelor de consultanţi independenţi;

– necesitatea unei colaborări strânse şi permanente între proiectanţi şi constructori.

8.2.3. Barajul Malpasset

Barajul Malpasset a fost un baraj arcuit cu dublă curbură situat la 12 km în amonte de oraşul Frejus, în Sud-Estul Franţei. Înălţimea maximă a barajului a fost de 66,5 m. Arcul de coronament a avut o deschidere unghiulară de 133^0 şi o lungime de 223 m. Grosimea barajului a variat de la 1,5 m la coronament la 6,78 m la bază. Închiderea barajului în malul stâng s-a realizat cu o culee în coadă de rândunică (fig. 8.7).

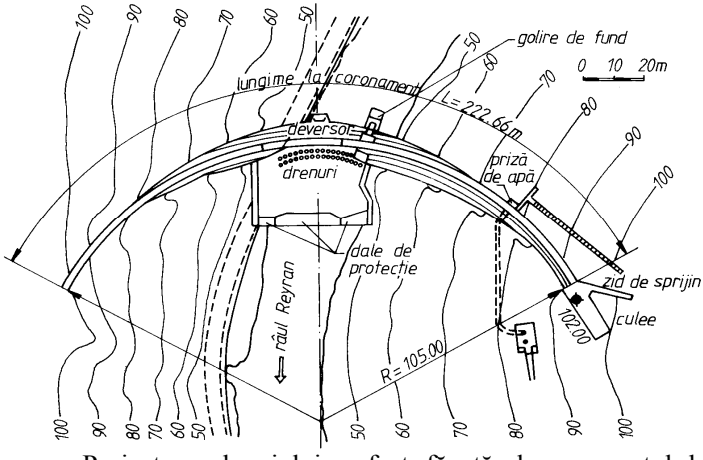


Fig. 8.7. Barajul Malpasset - vedere în plan.

Proiectarea barajului a fost făcută de cunoscutul birou de proiectare "Coyne et Bellier" în acord cu practica din domeniu la nivelul anilor '50. Construcţia barajului s-a făcut în perioada 1951-1954.

Umplerea lacului a început în aprilie 1954. Totuşi, până la data ruperii (2 decembrie 1959) lacul nu fusese niciodată complet plin din cauza debitelor afluente scăzute şi a dificultăţilor de achiziţionare a terenului. În trei zile care au precedat ruperea, nivelul în lac a crescut cu 4 m, ajungând pentru prima dată la cota deversorului, urmare a unei perioade foarte ploioase.

Din punct geologic, amplasamentul barajului era situat în extremitatea sudică a unui masiv cristalin, alcătuit din gnaise dispuse în benzi cutate cu orientare N-S. Fazele tectonice care au urmat după orogeneza hercinică (direcţie N-S) caracterizate printr-o orientare E-V, au tăiat transversal bazinele sedimentare din carboniferul superior, fiind însoţite de o intensă activitate vulcanică. Studiile de teren s-au efectuat în perioada 1946-1949. Amplasamentul de baraj ales în final (1951) s-a situat cu circa 200 m distanţă de zona studiată iniţial. În amplasamentul nou ales s-au efectuat studii de teren relativ sumare constând din cartări şi două foraje în albie.

Barajul nu a fost echipat cu instrumente de monitorizare. Proprietarul a considerat că a fost suficientă o monitorizare a comportării prin măsurători geodezice odată pe an la 28 de repere plasate pe paramentul aval al barajului.

Barajul nu a fost prevăzut cu un sistem de drenaj, deoarece această măsură constructivă nu se folosea în vremea respectivă. Nici unul din cele circa 600 de baraje arcuite existente în lume la data respectivă nu avea sisteme de drenaj.

Câteva săptămâni înaintea producerii ruperii, în radierul de beton al disipatorului de la piciorul aval al barajului au fost observate nişte fisuri, dar nu s-a putut stabili data când ele apăruseră. În dupa amiaza zilei accidentului, o comisie de inspecţie a barajului nu a observat nimic anormal. Comisia a hotărât deschiderea golirii de fund pentru controlul nivelului apei în lac care ajunsese la 30 cm sub cota deversorului, având o creştere de 4 m în ultimile 3 zile şi sezonul ploios continuând. Golirea de fund a fost deschisă la ora 18 (cu 3 ore înaintea catastrofei), nivelul în lac a coborât cu numai 3 cm şi nu s-au observat vibraţii sau alte anomalii. Ruperea barajului s-a produs brusc în jurul orei 21. Martori ai accidentului care se aflau la circa 1,5 km în aval de baraj au reţinut următoarele faze succesive ale fenomenului: un puternic cutremur de pământ, o bubuitură scurtă asemănătoare mugetului unui animal, un suflu puternic de aer şi în final unda de viitură ţâşnind din chei. Unda de viitură, datorită ruperii bruşte şi văii înguste, a avut nivelul maxim până la 20 m sub cota lacului. Unda având încă o înălţime de 3 m a ajuns în oraşul Frejus la 12 km în aval după 20 minute de la ruperea barajului. Lacul având un volum de 47 milioane m^3 s-a golit în circa o oră după ruperea barajului. În catastrofă au pierit 421 persoane iar pagubele au fost de circa 30 miliarde franci.

Barajul a fost dislocat în fragmente de blocuri pe care unda de viitură le-a transportat sute de metri în aval. O masă mare din terenul de fundaţie de la malul stâng a fost de asemenea smulsă. În amplasament au rămas două ploturi din umărul barajului (mişcate din poziţia initială), bazele ploturilor de pe versantul drept şi din albie şi ultima parte a blocului culeei mal stâng (fig. 8.8) [11].

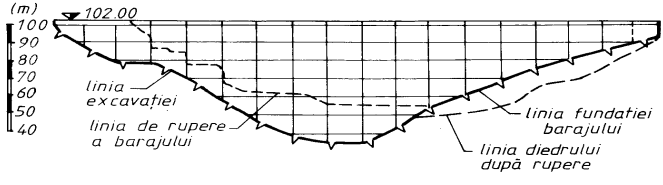


Fig. 8.8. Barajul Malpasset - vedere din aval cu reprezentarea liniei de rupere.

Barajul Malpasset a fost primul şi singurul baraj arcuit care a cedat. Tribunalul care a anchetat dezastrul a ajuns la concluzia că cedarea a fost "imprevizibilă". După şase ani de investigaţii şi cercetări s-a ajuns la un acord aproape general între specialişti că la originea accidentului au fost subpresiunile din terenul de fundare asociate unui sistem de şistuozitate şi falii extrem de nefavorabile de la malul stâng al barajului. Investigaţiile efectuate după accident au relevat prezenţa unei falii paralelă cu coarda arcului barajului, cu înclinare de 45^0 spre amonte. Falia se întindea simetric pe ambii versanţi (fig. 8.9).

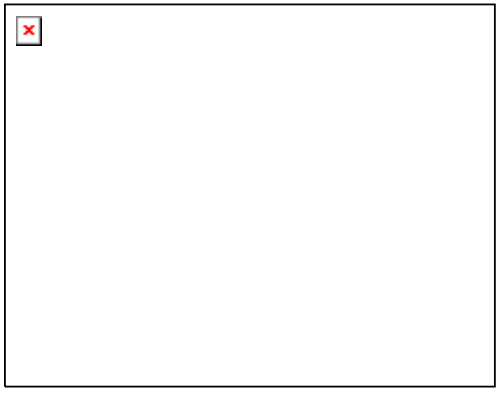


Fig. 8.9. Investigaţii după accident în fundaţia barajului Malpasset care au condus la identificarea unei falii în aval de baraj şi a unei crevase în rocă lângă fundaţia barajului.

Moderatorul discuţiilor din cadrul Conferinţei de la Universitatea Purdue-Lafayette asupra ruperii barajului Malpasset a fost Londe. După o prezentare generală a condiţiilor în care s-a produs evenimentul, Londe s-a referit la investigaţiile numeroase efectuate după accident pentru explicarea mecanismului de rupere.

Postanalize variate privind mecanismul de rupere au analizat drept cauze posibile ale evenimentului: depăşirea eforturilor capabile în beton, flambarea arcului, alunecarea blocului de închidere în versant, alunecarea barajului pe suprafaţa de contact cu roca [22], alunecarea pe falia din aval (fig. 8.10). Nici unul dintre mecanismele studiate nu ar fi declanşat ruperea, dar ultimul a generat studii noi care în final i-au permis lui Londe să formuleze un scenariu de rupere acceptat de marea majoritate a specialiştilor din domeniu.

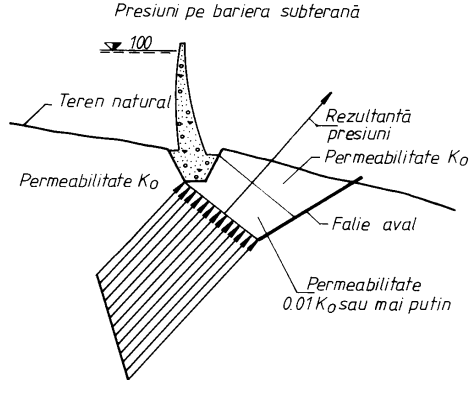


Fig. 8.10. Barajul Malpasset - mecanismul de rupere susţinut de Londe.

Alunecarea pe falia din aval care era plană şi umplută cu material argilos ar fi fost posibilă dacă pe un plan perpendicular pe falie s-ar fi aplicat o presiune hidrostatică corespunzând coloanei integrale de apă faţă de cota lacului plin. Londe a spus că au fost necesari mai mulţi ani de cercetări pentru a se stabili variaţia permeabilităţii în roci în funcţie de starea de eforturi, distribuţia eforturilor în medii

discontinue, fisurarea rocii în zona piciorului amonte al barajelor de beton, evoluţia presiunilor interstiţiale în roci. Ultimile două studii au necesitat analize de stabilitate tridimensionale şi toate au contribuit substanţial la dezvol–tarea cunoştinţelor privind "hidraulica rocilor".

Londe a explicat că pe versantul drept structura geologică a permis ca înmpingerea din arc să se difuzeze lateral, cu adâncimea. Pe versantul stâng însă, împingerea arcului fiind paralelă cu şistuozitatea, nu s-a putut difuza în adâncime, ci a rămas concentrată într-o fâşie de rocă de grosime aproximativ constantă, limitată în adâncime de falia din aval (fig. 8.10). Împingerea din arc a crescut în funcţie de ridicarea nivelului în lac, iar permeabilitatea rocii fiind foarte sensibilă cu mărimea eforturilor de compresiune, fâşia respectivă a devenit tot mai puţin permeabilă. În timp s-a format un "baraj subteran" pe care presiunea apei din lac a crescut treptat până a ajuns la valoarea integrală a coloanei hidrostatice. Sub acţiunea presiunilor hidrostatice, blocul de rocă cuprinzând barajul subteran limitat de falia aval a căpătat o mişcare graduală ascendentă.

Odată cu creşterea rapidă a nivelului în lac în zilele dinaintea ruperii, presiunile interstiţiale au crescut în adâncime si au produs ruperea rocii mai întâi în adâncime şi apoi în sus până la suprafaţa terenului. Apa s-a infiltrat pe planul de rupere, formându-se un fel de "cric hidraulic", care aproape instantaneu a expulzat triedrul de rocă format de barajul subteran, falia aval şi suprafaţa rocii din versantul stâng al barajului (fig. 8.11).

În situaţia creată împingerea din arc s-a transferat către culeea de la malul stâng. Supus unei împingeri evaluate la circa 250000 kN, blocul culeei s-a deplasat cu circa 1,20 m în aval, iar zidul de sprijin aproape perpendicular pe suprafaţa terenului a fost înfipt în rocă. Barajul a rămas fără reazem la malul stâng şi s-a prăbuşit.

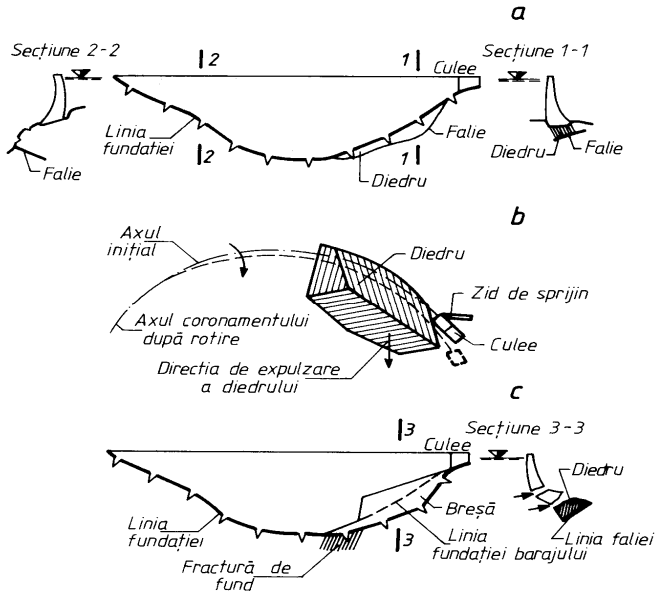


Fig. 8.11. Mecanismul de rupere a barajului Malpasset.

Londe a subliniat că situaţia de la Malpasset a fost cu totul particulară, combinaţia unor atât de multe condiţii nefavorabile (şistuozitate, falie, sensibilitatea permeabilităţii cu starea de efort) câte au fost la malul stâng, fiind foarte rară. El a insistat asupra importanţei unor investigaţii cuprinzătoare a rocilor din fundaţia barajelor privind aceste proprietăţi.

Bonazzi a prezentat concluziile unor calcule efectuate în colaborare cu Post, privind mecanismul de cedare a barajului Malpasset, considerând asimetria mecanică a rocii din fundaţie, roca din versantul stâng având caracteristici mecanice mai reduse decât cea din versantul drept. Astfel, considerând moduli diferenţiaţi de elasticitate ai rocii, 500 MPa la versantul stâng şi 1500 MPa la versantul drept, împingerea pe versantul stâng devine mult mai mare decât aceea considerată în proiectare. Bonazzi consideră că deformabilitatea rocii din fundaţia barajului a avut un rol major în declanşarea mecanismului de rupere.

Cedarea barajului Malpasset a convins comunitatea internaţională asupra necesităţii supravegherii comportării barajelor cu aparatură corespunzătoare de monitorizare. Un sistem de drenaj adecvat chiar dacă nu ar fi putut împiedica formarea barajului subteran de la Malpasset ar fi furnizat date esenţiale asupra apariţiei şi evoluţiei lui.

8.2.4. Barajul Vajont

Barajul Vajont este un baraj arcuit cu dublă curbură şi are înălţimea maximă de 262 m (v. fig. 4.23, vol. I). Amplasamentul barajului este pe râul Vajont, un afluent al fluviului Piave din Alpii Dolomitici din partea de Nord-Est a Italiei. Barajul a fost construit în perioada 1957-1960 şi a deţinut recordul mondial de înălţime în domeniul barajelor arcuite.

Roca în amplasamentul barajului, de tip defileu foarte îngust $(L_c / H = 0{,}62)$ este constituită din calcare dolomitice, barajul fiind fundat pe o formaţie jurasică. Diferite falii minore şi majore, paralele şi perpendiculare faţă de chei s-au identificat în diverse faze de studii geologice începute încă din anul 1928. În anul 1959, unele studii au arătat că există riscul unei alunecări la versantul stâng, volumul alunecării fiind estimat la câteva milioane de m^3.

Lacul a avut un volum brut de 169 milioane m^3, iar umplerea lui a început în martie 1960 (fig. 8.12).

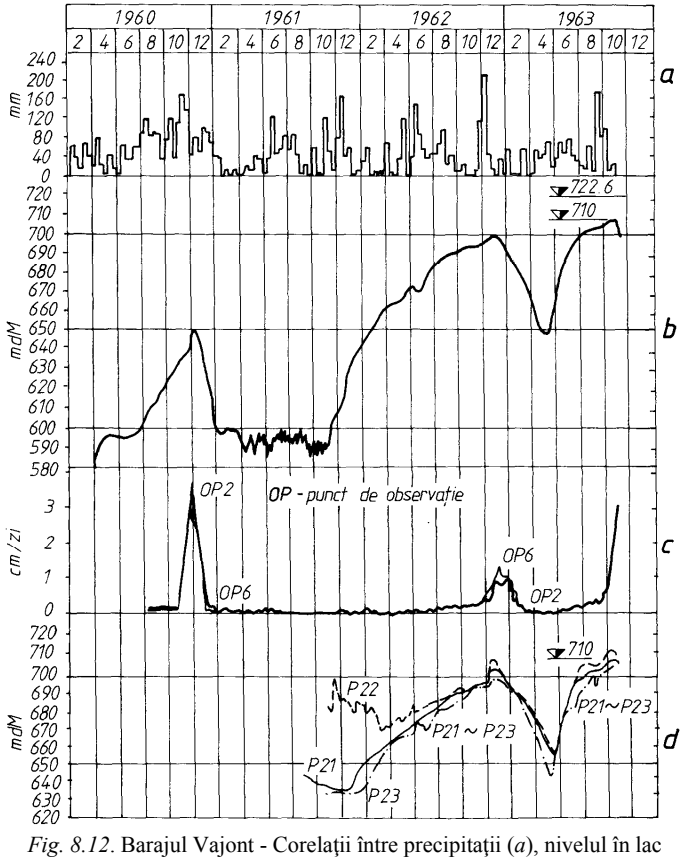


Fig. 8.12. Barajul Vajont - Corelaţii între precipitaţii (*a*), nivelul în lac (*b*), rata alunecărilor în versantul stâng (*c*) şi nivelul apei în piezometre (*d*).

În timpul primei umpleri, când nivelul în lac a ajuns la circa 85 m sub cota *NNR*, pe malul stâng a fost observată o masă de rocă în alunecare a cărei viteză de

deplasare a crescut până la 10 cm/zi. Nivelul în lac a fost coborât şi viteza masei în alunecare a scăzut treptat până la valori nesemnificative. Masa în alunecare avansase însă cu 100 şi 140 cm. A doua umplere a lacului, în condiţiile unei supravegheri atente a avut loc între octombrie 1961 şi februarie 1962 când s-a atins nivelul maxim de la prima tentativă de umplere. Alunecarea nu s-a reactivat şi nivelul în lac a crescut în continuare treptat ajungând spre sfârşitul anului 1962 la circa 20 m sub cota *NNR*. În lunile noiembrie + decembrie 1962, urmare şi a unei perioade ploioase, viteza de deplasare a masei în alunecare a crescut din nou până la circa 1,2 cm/zi. Între timp masa în alunecare a mai avansat cu 130 cm. Lacul a fost golit din nou până la cota 650 mdM (72,50 m sub cota *NNR*) într-un ritm foarte lent pentru a preveni accelerarea alunecării din cauza presiunilor interstiţiale nedrenate din masiv.

Între timp s-au făcut investigaţii intense asupra riscului de producere a alunecării şi a mecanismului ei. Faptul că la a doua umplere activarea alunecării s-a produs la o cotă mult mai ridicată decât la prima umplere, atunci când un nou strat de rocă a fost submersat pentru prima dată, a alimentat opinia că în timp s-ar fi putut dezvolta la baza alunecării o forţă de rezistenţă la alunecare şi că alunecarea ar putea fi controlată. În general s-a acceptat ipoteza că masa de rocă din versantul stâng (muntele Toc) va aluneca lent într-un număr de ani şi se va dezintegra în volume relativ mici.

În timpul verii anului 1963 nivelul în lac a fost crescut din nou de la cota 650 mdM. Viteza masei în alunecare s-a situat la 0,3...0,5 cm/zi. După trei luni, când nivelul în lac ajunsese la 15...20 m sub cota *NNR* viteza de alunecare crescuse din nou mai ales după o perioadă ploioasă. În septembrie 1963 s-a decis pentru a treia oară în exploatarea lacului, scăderea controlată a nivelului apei, dar viteza masei în alunecare a continuat să crească. În ajunul catastrofei viteza de alunecare atinsese 20 cm/zi.

În ziua de 19 octombrie 1963, după o ploaie torenţială, o masă de rocă de circa 250 milioane mc din versantul stâng s-a prăbuşit brusc în lac pe un front de peste 2 km lungime. Masa alunecată a dizlocat o mare parte din volumul de apă al lacului (circa 115 milioane mc), creasta ei s-a situat cu 160 m peste cota coronamentului, barajul fiind la circa 50 m aval de marginea vestică a masei alunecate. Valul produs de apa dizlocată a spălat malul drept până la cota 900 mdM, ridicându-se cu circa 260 m peste nivelul din lac dinaintea prăbuşirii masei de rocă. În continuare unda principală şi-a schimbat direcţia spre aval, deversând barajul cu o lamă de apă de circa 70 m peste coronament. Valea râului Vajont fiind relativ îngustă, la 1,8 km în aval de baraj la confluenţa cu fluviul Piave viitura avea încă 40...50 m adâncime. Oraşul Longarone si alte patru sate au fost distruse de viitură şi 1925 de persoane şi-au pierdut viaţa (fig. 8.13).

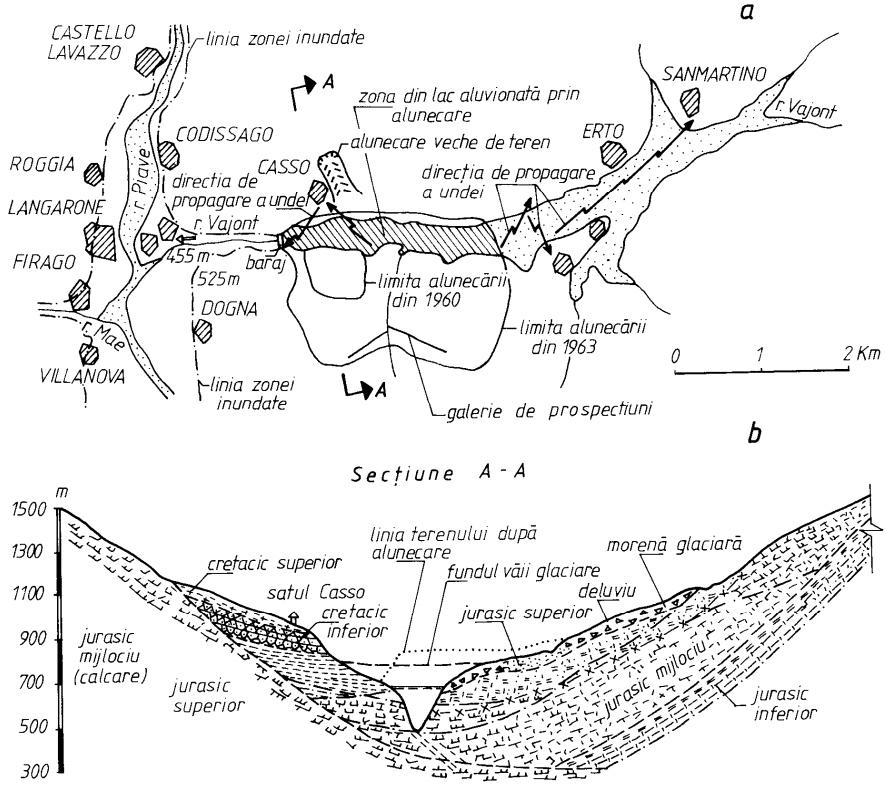


Fig. 8.13. Barajul Vajont: *a* - plan de situaţie cu efectele alunecării de teren, *b* - secţiune geologică transversală pe vale în zona alunecării.

Barajul ca structură a suportat foarte bine încărcarea extraordinară la care a fost solicitat, o forţă hidrostatică de împingere de circa 8 ori mai mare decât aceea la care fusese proiectat. Singurele efecte constatate în baraj după accident au fost două sau trei fisuri în zona naşterilor şi ruperea balustradei de la coronament mal stâng. Prin urmare, accidentul a confirmat la scară naturală capacitatea ridicată de rezistenţă a barajelor arcuite, coeficienţii de siguranţă ai acestor structuri faţă de starea limită fiind de 5-6 şi chiar 8.

În cadrul conferinţei de la Universitatea Purdue-Lafayette, moderatorul discuţiilor asupra accidentului de la barajul Vajont a fost Müller din Austria. El şi-a pus problema dacă la nivelul cunoştinţelor de la data analizei retrospective (1985), accidentul de la Vajont ar fi putut fi prevăzut şi evitat. Müller a avut opinia că în timpul primei umpleri parţiale după activarea alunecării, dacă se renunţa la golirea lacului, alunecarea ar fi continuat până la umplerea treptată a canionului cu masa de rocă alunecată din versant şi în final alunecarea ar fi fost stopată.

Müller a subliniat că analizele de stabilitate bazate pe suprafeţe circulare de rupere sunt valabile numai în materialele cu rezistenţe scăzute. În rocile tari, anizotropia rezistenţelor la forfecare din masa de rocă este factorul care condiţionează forma suprafeţei de rupere. Alunecarea de la Vajont s-a produs pe o suprafaţă pronunţat plană de-a lungul unei falii umplute cu material argilos. Müller a remarcat că extrem de puţini autori care au analizat alunecarea au tratat-o ca o rupere progresivă, deoarece acest concept era puţin cunoscut şi acceptat la vremea respectivă. Acceptarea în mod eronat a ipotezei de "consolidare a masivului" bazată pe observaţia că la fiecare nouă umplere, alunecarea s-a reactivat la o cotă mai ridicată a apei în lac a fost după Müller un factor important în producerea catastrofei.

Hendron şi Patton de la US Army Corps of Engineers au prezentat rezultatele unei analize tridimensionale a alunecării de la Vajont, bazată pe evaluarea pe probe din teren a rezistenţei la forfecare a materialului şi evaluarea nivelelor piezometrice de pe suprafaţa de alunecare corelate cu nivelul în lac şi cantitatea de precipitaţii. Ei au confirmat că alunecarea de la Vajont a fost o reactivare a unei vechi alunecări. Masa de rocă a alunecat pe unul sau mai multe straturi de argilă care au acoperit arii largi de pe suprafaţa de alunecare. Unghiul de rezistenţă la forfecare în structurile de argilă a fost de circa 12^0. Distribuţia presiunii apei s-a bazat pe datele de la înregistrările piezometrice dinaintea alunecării şi pe analiza curgerii apei subterane în sistemul local incluzând prezenţa terenului carstic peste suprafaţa de alunecare.

Analiza efectuată de Hendron şi Patton a reliefat că umplerea lacului a condus la o reducere cu circa 12% a factorului de rezistenţă la alunecare, în timp ce precipitaţiile sau topirea zăpezilor au redus factorul de siguranţă cu 10...18%. Ei au stabilit corelaţii între înregistrările mişcării masei alunecătoare cu precipitaţiile cumulate şi nivelele în lac. Pe această bază s-a putut explica de ce masa de rocă a fost instabilă la un anumit nivel în lac şi mai târziu a fost stabilă la acelaşi nivel.

Patton a considerat că alunecarea ar fi putut fi probabil stabilizată prin galerii de drenaj. Totodată, pantele naturale mari au coeficienţi de siguranţă la alunecare destul de scăzuţi, astfel încât o reducere a lor cu 10% cauzată de exemplu prin umplerea unui lac de acumulare poate să fie foarte importantă.

8.3. Aspecte privind supravegherea în exploatare a barajelor

8.3.1. Generalităţi

Barajele sunt construcţii cu durată de viaţă foarte lungă, pe lângă faptul că realizarea lor necesită investiţii importante. Supravegherea comportării lor în timpul construcţiei, la prima punere sub sarcină şi pe toată durata exploatării reprezintă garanţia siguranţei lor şi a prevenirii unor accidente care pot deveni catastrofe [13].

Datele obţinute din supravegherea barajelor permit luarea deciziilor de declanşare a lucrărilor de întreţinere curentă la cele mai bune momente de timp. Ele permit de asemenea de a cunoaşte din faze de debut eventuale fenomene atipice de comportare şi de a lua măsuri în consecinţă înainte ca asemenea fenomene să devină periculoase pentru siguranţa construcţiei.

Supravegherea comportării barajelor se realizează prin inspecţii vizuale efectuate de personal calificat şi interpretarea datelor obţinute din monitorizarea comportării cu aparatură de măsură a unor parametri relevanţi. În stadiul actual există în general opinia că un sistem de monitorizare oricât de complet şi sofisticat ar fi, el nu poate înlocui o inspecţie vizuală directă. Unele dintre cele mai periculoase evenimente cum sunt deformaţii locale, fisuri, infiltraţii concentrate, pete umede nu pot fi detectate cu instrumentele de măsură. Dar odată ce o anomalie a fost detectată prin inspecţiile vizuale prin sistemul de monitorizare, evoluţia ei va putea fi urmărită şi interpretată pe baza datelor furnizate de sistemul de monitorizare [14], [15], [16].

Parametrii monitorizaţi se pot grupa în două categorii: acţiuni ale mediului înconjurător şi mărimi fizice care descriu răspunsul sistemului baraj-fundaţie la acţiunile mediului înconjurător. Parametrii principali din prima categorie sunt următorii: nivelul apei în lac, temperatura aerului, temperatura apei în lac la diverse adâncimi, radiaţia solară, mişcările seismice. Parametrii fizici monitorizaţi care descriu răspunsul sistemului baraj-fundaţie se diferenţiază în funcţie de tipul de baraj. În cazul barajelor de beton se pot menţiona: deplasări absolute ale barajului şi fundaţiei, deplasări relative între ploturi, evoluţia temperaturilor în corpul barajului, starea de deformaţie şi de eforturi în baraj şi fundaţie, starea de fisurare, presiuni interstiţiale şi subpresiuni, debite de infiltraţii. În cazul barajelor de umpluturi parametrii principali de răspuns monitorizaţi sunt următorii: deplasările şi în special tasările sistemului baraj-fundaţie în timpul construcţiei şi exploatării, infiltraţiile şi poziţia curbei de infiltraţie, presiunea apei din pori în elementele pământoase de etanşare, starea de eforturi efective şi totale, infiltraţii prin versanţi, poziţia curbei de infiltraţie în versanţi, deplasări ale versanţilor, starea de deformaţie şi de eforturi în lucrările de beton asociate barajului din umplutură (descărcători de suprafaţă, goliri de fund etc.).

Instrumentele şi sistemele de măsurare a parametrilor menţionaţi mai înainte a evoluat foarte mult în timp. Dacă în perioada interbelică şi în primele decenii după cel de al doilea război mondial erau preferate instrumentele cu funcţionare mecanică sau electrică cu măsurare *in situ*, în prezent se aplică tot mai frecvent sistemele de monitorizare automată cu transmiterea datelor la distanţă în centre de colectare, procesare şi interpretare. Electronica-informatica s-a impus în special în domeniul transmiterii şi prelucrării datelor. Pentru transmiterea datelor între unităţile din teritoriu şi unitatea centrală, în locul tradiţionalelor linii telefonice, în prezent se folosesc transmisii prin radio, cabluri de fibre optice, reţele de telefonie mobilă, reţeaua Internet [14].

În figura 8.14 se prezintă o schemă tipică a unui sistem automat de monitorizare, sub forma unui lanţ. Parametrii sunt măsuraţi cu sensorii (traductorii). Calitatea principală a sensorilor este fiabilitatea, ţinând cont că în multe cazuri înlocuirea lor este imposibilă, ei fiind înglobaţi în corpul sau fundaţia barajelor. Instrumentele pentru măsurarea deformaţiilor (eforturilor) bazate pe principiul corzii vibrante spre exemplu şi-au demonstrat fiabilitatea, existând lucrări la care ele funcţionează de peste 50 de ani. Sensorii cu transmitere electrică sunt utilizaţi tot mai frecvent fiindcă se adaptează uşor unui sistem automat de monitorizare.

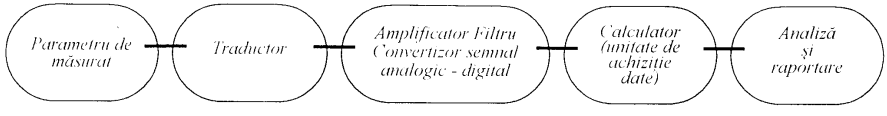


Fig. 8.14. Schemă tipică a unui sistem automat de monitorizare sub forma unui lanţ.

Procedurile de supraveghere depind de stadiul în care se găseşte lucrarea respectivă: construcţie, prima punere sub sarcină, exploatare curentă.

În timpul primei puneri sub sarcină anumiţi parametri măsuraţi pot fi comparaţi direct cu valorile lor prognozate în calculele de proiectare (fig. 8.15). Dacă apar diferenţe notabile trebuie cercetată natura lor şi luate măsurile care se impun. Această fază este fundamentală pentru a evalua siguranţa barajului şi pentru a calibra modelele matematice de calcul pe baza caracteristicilor rezultate ale materialelor din corpul şi fundaţia barajului.

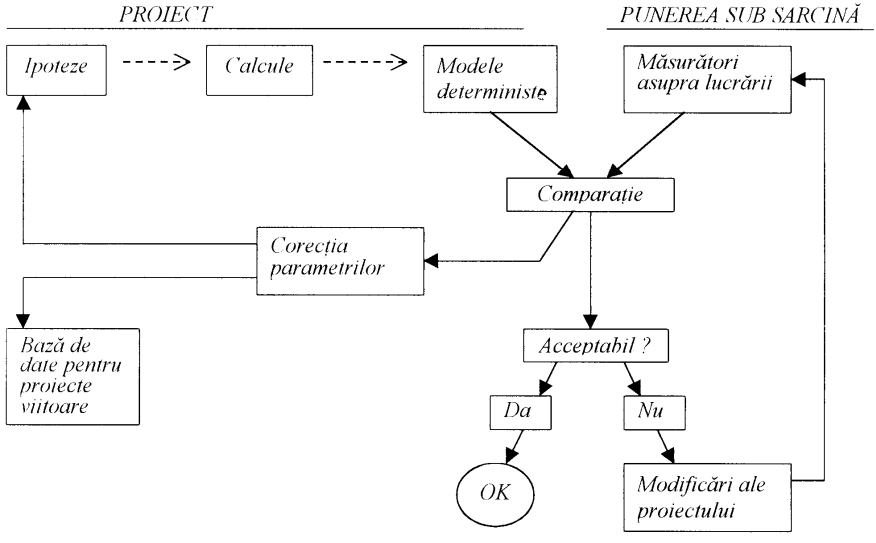


Fig. 8.15. Schema de supraveghere a unui baraj pe durata primei puneri sub sarcină [13].

În timpul exploatării, măsurătorile şi observaţiile directe efectuate cu o anumită periodicitate sunt prelucrate şi interpretate, verificându-se corespondenţa cu valorile prognozate şi continuitatea în comportare (fig. 8.16). Orice anomalie în funcţionare, depăsirea unor limite prescrise de atenţie, alertă, sau de alarmă, conduce la declanşarea unor proceduri specifice de intervenţie. Spre exemplu în cazul stării de alarmă devin operative planurile de avertizare, alarmare şi evacuare.

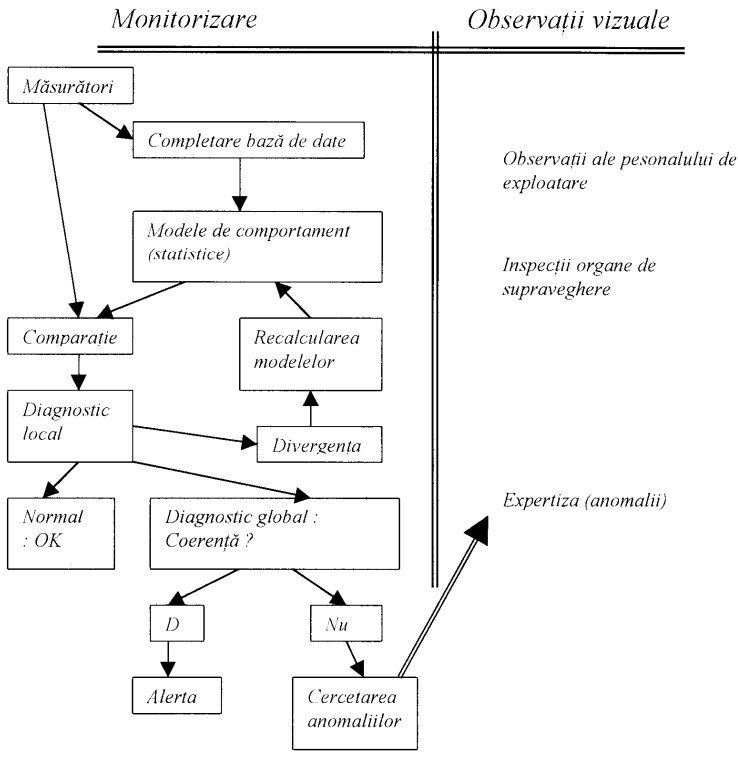


Fig. 8.16. Schema de supraveghere a unui baraj pe durata exploatării [13].

8.3.2. Monitorizarea barajelor de beton

Parametrii care se monitorizează în mod uzual în cazul barajelor de beton au fost menţionaţi la punctul anterior. În tabelele 8.3 şi 8.4 sunt prezentate tipurile de instrumente de monitorizare pentru diverşi parametri din corpul barajului sau din fundaţie şi versanţi.

Numărul de instrumente de monitorizare montate în corpul, fundaţia şi versanţii barajelor este foarte diferit de la o lucrare la alta, putând varia de la câteva sute la 2000...2500. El diferă funcţie de importanţa lucrării, cantitatea de informaţii apreciată de proiectant ca fiind necesară pentru asigurarea siguranţei barajului.

Tabelul 8.3

Parametrii monitorizaţi din corpul barajului	Tip de instrumente
Deplasări orizontale Tasări Deformaţii şi eforturi în beton	Penduli direcţi şi inverşi Reţea de supraveghere cu puncte fixe Traductori de deformaţii înglobaţi în beton

Temperatura betonului după turnare	Termometre înglobate în beton
Deplasări relative ale ploturilor pe rosturi	Bolţuri pe ploturile adiacente
Temperatura mediului (aer, apă)	Termometre
Infiltraţii	Deversoare de control. Debitmetre.
Nivelul apei în lac	Mire de nivel. Limnigrafe. Telelimnigrafe
Vibraţii. Evenimente seismice	Accelerometre. Seismometre
Subpresiune	Traductori de presiune

Tabelul 8.4

Parametrii monitorizaţi din fundaţie şi versanţi	Tip de instrumente
Presiunea interstiţială (roci)	Traductori de presiune
Presiunea în pori (pământuri)	Piezometre
Deplasări (orizontale, verticale)	Rockmetre. Clinometre
	Penduli inverşi (deplasări orizontale)
Infiltraţii	Deversoare de control. Debitmetre

În tabelul 8.5 sunt prezentate cantităţile de instrumente montate la barajul cu contraforţi Gura Râului în perioada construcţiei (1970-1978) şi cele care se mai află în funcţiune în anul 2000.

Tabelul 8.5

Nr crt.	**Tip de instrument**	**Montat (1970-1978)**	**În funcţiune în anul 2000**
1	Penduli direcţi	4	4
2	Penduli inverşi	2	2
3	Rockmetre cu trei tije	7	7
4	Bolţuri deformetrice (poziţii)	28	27
5	Hidrometre	22	22
6	Foraje de drenaj între ploturi	75	75
7	Foraje de drenaj în versanţi	6	3
8	Telepresmetre	26	11
9	Teletermetre beton	87	85
10	Teletermetre aer	4	4
11	Teletermetre apă	4	4
12	Bolţuri clinometrice (poziţii)	14	14

În figurile 8.17 şi 8.18 se prezintă amplasarea reţelei geodezice de supraveghere şi a unor aparate de măsură amplasate la barajul cu contraforţi Gura Râului ($H = 72$ m) [17].

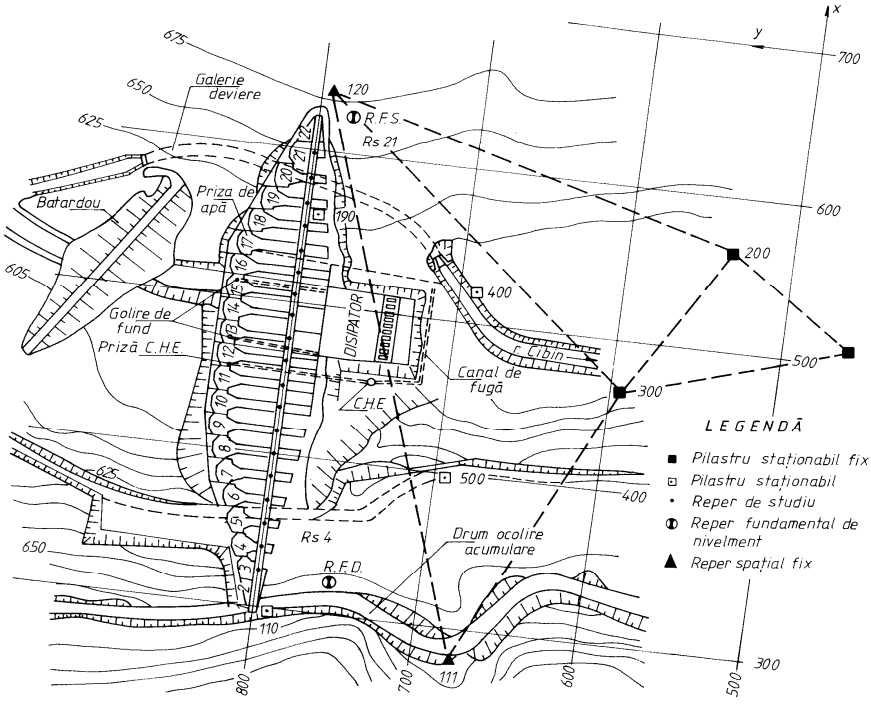


Fig. 8.17. Barajul Gura Râului - Plan de situaţie cu reţeaua geodezică.

Datele obţinute din activitatea de supraveghere a barajelor de beton (monitorizare+inspecţii vizuale) servesc în principal următoarelor scopuri: verificarea generală a stabilităţii lucrării şi a stării de eforturi, evaluarea funcţionalităţii sistemului de etanşare şi drenaj, detectarea fisurilor (crăpăturilor) şi determinarea cauzelor care le-au generat. În cazul fundaţiei şi versanţilor barajului, datele servesc următoarelor scopuri: evaluarea stabilităţii fundaţiei şi a versanţilor în zona barajului şi a lacului de acumulare, identificarea punctelor eventuale de izvorâre din zona barajului şi acumulării, evaluarea eficienţei sistemelor de etanşare (voaluri de injecţii, ecrane de etanşare) şi drenaj.

8.3.3. Monitorizarea barajelor din umpluturi

Parametrii principali care se monitorizează în mod uzual la barajele de umpluturi au fost prezentaţi la punctul 8.3.1. În tabelul 8.6 se prezintă tipurile de instrumente în funcţie de parametrii măsuraţi.

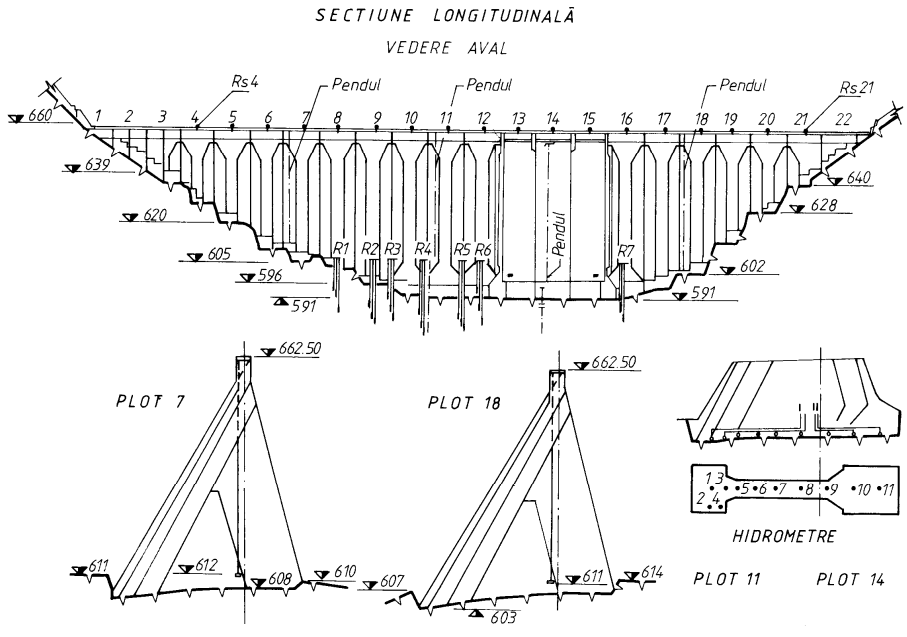


Fig. 8.18. Barajul Gura Râului - Amplasarea unor aparate de măsură.

Tabelul 8.6

Parametrii monitorizaţi la baraje de umpluturi	**Tip de instrumente**
Deplasări (Tasări)	Instrumente şi metode topogeodezice Clinometre
Presiunea apei în pori în elemente pământoase de etanşare	Traductori de presiune Tuburi piezometrice
Infiltraţii (poziţia curbei de infiltraţii)	Piezometre cu curgere controlată
Eforturi totale. Presiuni	Telepresmetre
Deplasări ale versanţilor	Rockmetre
Starea de deformaţie (eforturi) în lucrările de beton asociate barajului de umpluturi	Teleformetre. Extensometre electroacustice

Numărul de instrumente de monitorizare montat în sistemul baraj-fundaţie este diferit de la o lucrare la alta putând ajunge până la maxim 1500...2000. Comparativ cu barajele de beton, numărul de instrumente de monitorizare montat la barajele de umpluturi este în general mai redus.

În tabelul 8.7 se prezintă în cazul barajului Siriu ($H = 122$ m, baraj de pământ cu nucleu de argilă) parametrii principali care se monitorizează şi tipurile de instrumente [18].

Tabelul 8.7

Parametrii monitorizaţi	Tipuri de instrumente	Număr de bucăţi
A Factori exteriori		
Nivelul apei în lac	miră hidrometrică	1
Temperatura aerului	termometre	2
Precipitaţii	pluviometre	1
B Răspunsul construcţiei		
Deplasări - Tasări	Reţea geodezică de microtriangulaţie şi nivelment de precizie (fig. 8.19)	
Deplasări relative corp baraj	coloane inclinometrice de fabricaţie SINCO (SUA)	15
Deplasări relative la lucrări auxiliare de beton	cleme dilatometrice în galeria 611	
Infiltraţii	foraje de drenaj	63 bucăţi cu 10 puncte de colectare
Nivele piezometrice (prism şi picior aval baraj, versanţi)	foraje piezometrice	23 bucăţi (în funcţiune 10)
Presiuni totale şi în pori în nucleu	traductori electroacustici de fabricaţie TELEMAC (Franţa)	69 celule de presiune totală (în funcţiune 38) 99 celule de presiune apă în pori (în funcţiune 48)
Răspuns la actiuni seismice	Accelerometre Seismograf	5 1

În figurile 8.19 şi 8.20 se prezintă amplasarea reperilor de microtriangu–laţie şi nivelment de precizie, precum şi a forajelor de drenaj de la barajul Siriu. În cei 14 ani care au trecut de la intrarea parţială în exploatare a acumulării Siriu, sistemul de monitorizare a furnizat informaţii suficiente pentru evaluarea stării curente de siguranţă a barajului şi prevenirea unor situaţii atipice.

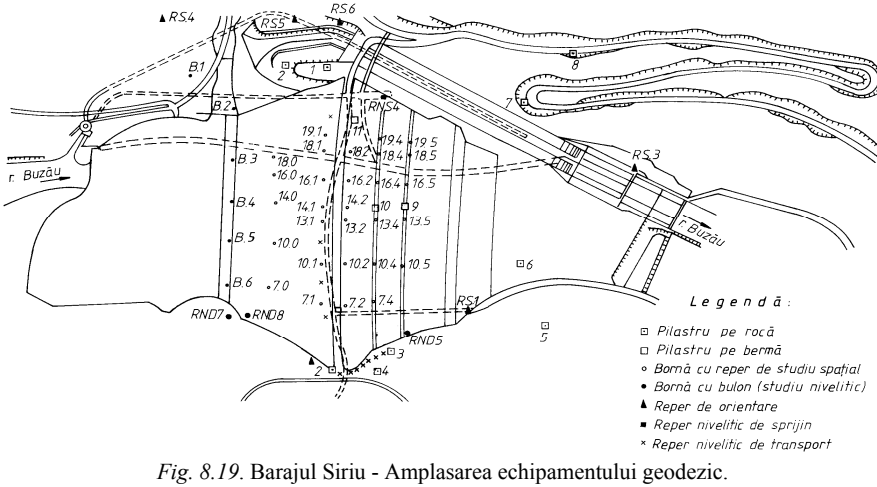


Fig. 8.19. Barajul Siriu - Amplasarea echipamentului geodezic.

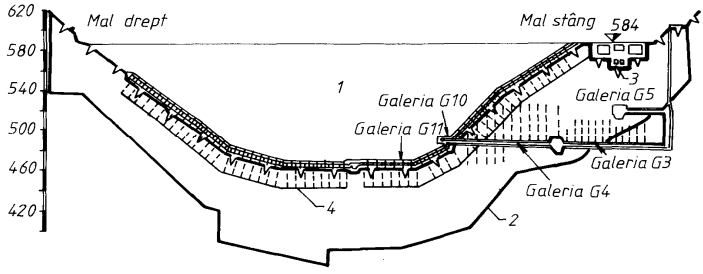


Fig. 8.20. Barajul Siriu - Profil longitudinal cu distribuţia forajelor de drenaj în galeriile G_{11} , G_3 şi G_4; *1* - corp baraj, *2* - limită voal de etanşare, *3* - descărcător de ape mari.

8.3.4. Modele deterministe şi statistice pentru interpretarea datelor

Interpretarea datelor colectate prin sistemul de monitorizare şi de inspecţii directe este necesară pentru evaluarea stării de siguranţă a lucrării respective. Modelele de bază folosite pentru interpretarea datelor obţinute din supravegherea barajelor sunt în prezent de două tipuri: deterministe şi statistice.

Modelele deterministe sunt modele matematice bazate de obicei pe procedee numerice (elemente finite, diferenţe finite, elemente de graniţă) capabile să simuleze răspunsul sistemului baraj-fundaţie la acţiunile mediului înconjurător. Aceste modele se elaborează încă din faza de proiectare a lucrării şi apoi se calibrează cu ocazia punerii sub sarcină a barajului sau în primii ani de exploatare. Calibrarea modelelor matematice înseamnă corectarea parametrilor fizici care caracterizează sistemul (caracteristici mecanice, hidraulice etc.) în aşa fel ca răspunsul calculat să fie cât mai apropiat de cel rezultat din măsurătorile în teren. Pe durata exploatării lucrării, în paralel cu progresele ştiinţei, în mod curent sunt elaborate noi modele matematice mai perfecţionate care să simuleze mai precis răspunsul sistemului.

Pentru exemplificare în figurile 8.21 şi 8.22 se prezintă schema de discretizare în elemente finite a barajului arcuit Gordon (H =140 m, Australia) şi unul din testele de validare a modelului de calcul. Calculele s-au efectuat cu programul MSC/NASTRAN pentru Windows. Corpul barajului a fost discretizat cu 2425 elemente BRICK cu 8 noduri dispuse pe trei rânduri pe grosimea barajului, iar terenul de fundare cu 6325 elemente BRICK. Pe paramentele amonte şi aval ale barajului au fost ataşate elemente de membrană foarte subţiri. În figura 8.22 se prezintă comparativ deplasările radiale în timpul primei umpleri, în consola centrală la cota 232 mdM (circa 50 m deasupra fundaţiei), calculate prin metoda elementelor finite şi respectiv măsurate la penduli (deplasări cumulate măsurate la pendulul direct şi invers din consola centrală). Corespondenţa între valorile prognozate cu modelul matematic şi cele înregistrate a fost destul de bună astfel că modelul matematic a fost validat. Calculele au fost făcute în domeniul liniar elastic cu materiale izotrope având următoarele caracteristici: beton E_b = 24,1 GPa,

$\nu = 0{,}20$, $\gamma_b = 2400\,\text{Kg/m}^3$, $\alpha = 11{,}7 \cdot 10^{-6}\ ^0\text{C}$; roca din fundaţie $E_r = 16\,\text{GPa}$, $\nu = 0{,}20$ [19].

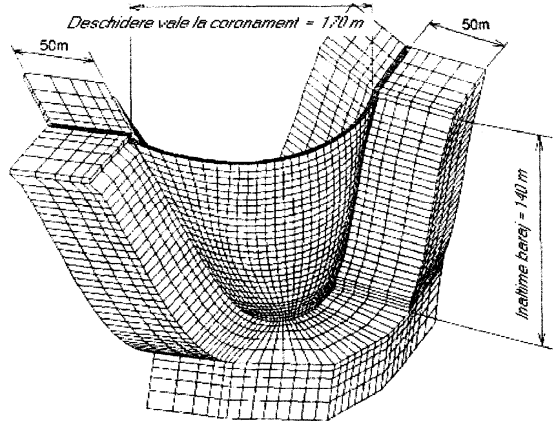


Fig. 8.21. Barajul Gordon (H = 140 m, Australia) - Schema de discretizare în elemente finite.

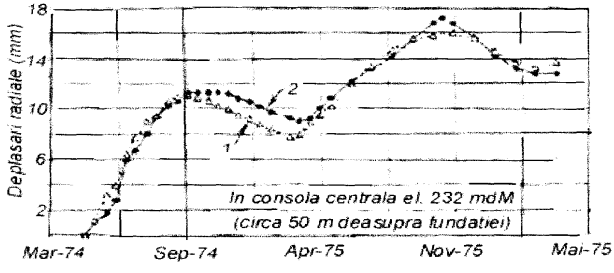


Fig. 8.22. Barajul Gordon - Validarea modelului de calcul prin compararea deplasărilor radiale în consola centrală - elevaţie 232 mdM, în timpul primei umpleri; *1* - calculate prin metoda elementelor finite, *2* - măsurate la punduli (direct + invers).

Modelele statistice sunt modele matematice bazate pe prelucrarea măsurătorilor anterioare asupra comportării sistemului. În domeniul barajelor, pentru elaborarea unui model statistic trebuie să fie disponibile măsurătorile de la aparatura de monitorizare pentru o perioadă suficient de lungă din exploatarea lucrării. Pe baza acestor date se determină corelaţii statistice între anumite mărimi măsurate (deplasări, infiltraţii etc.) şi factorii exteriori care le determină variaţia (nivelul hidrostatic în lacul de acumulare, temperatura, vârsta barajului etc.). Valorile măsurate ulterior se compară cu cele rezultate din corelaţia bazată pe măsurătorile anterioare, fiind posibil astfel să se aprecieze dacă desfăşurarea fenomenului urmărit se produce după aceeaşi lege sau dacă au intervenit elemente noi sau anomalii de comportare care necesită analiza lor [20].

Modelele statistice se pot clasifica în probabilistice şi serii temporale. Modelele probabilistice consideră că între diversele elemente ale unui fenomen nu există legături cauză-efect, dar efectul este o variabilă aleatoare a cărei funcţie de

distribuţie a probabilităţilor depinde de cauze. Modelele serii temporale realizează o corelaţie între efect şi cauză împreună cu parametrii statistici ai seriilor măsurate. Modelarea seriilor temporale poate fi efectuată prin echivalarea seriilor de timp ca semnale care prin transformata Fourier sunt trecute în domeniul frecvenţelor şi filtrate [21], [22], [23].

O a treia categorie de modele aflate în prezent în plină evoluţie şi care nu se prezintă în această lucrare sunt modelele adaptive bazate pe reţele neuronale şi inteligenţă artificială [17].

În continuare, din categoria modelelor statistice - serii temporale se vor prezenta modelul statistic EdF (Electricité de France) şi varianta lui perfecţionată denumită CONDOR, care sunt frecvent aplicate în practica supravegherii comportării barajelor [24].

În modelul EdF se consideră că răspunsul barajului (X) este influenţat în principal de trei factori exteriori (nivelul hidrostatic în lac, temperatura, vârsta barajului), ale căror efecte sunt aditive.

$$X = f_1(\text{nivel hidrostatic}) + f_2(\text{temperatură}) + f_3(\text{vârstă baraj}) + \varepsilon\,, \qquad (8.2)$$

unde ε este eroarea de aproximare a modelului, din cauza factorilor puţin importanţi care au fost neglijaţi şi erorilor de măsură.

Experienţa a arătat că în fiecare an la aceeaşi dată, starea termică a unui baraj este practic aceeaşi, datorită inerţiei termice a lucrării. Astfel, în relaţia (8.2) funcţia de temperatură poate fi înlocuită cu o funcţie sezonieră, cu perioada de un an:

$$X = f_1\ (\text{nivel hidrostatic}) + f_2\ (\text{sezon}) + f_3\ (\text{vârstă baraj}) + \varepsilon \qquad (8.3)$$

Marea varietate a formelor necesare la legea hidrostatică pot fi obţinute printr-o funcţie polinominală de gradul IV a adâncimii relative Z în raport cu nivelul normal de retenţie (NNR), conform relaţiei:

$$f_1(Z) = a_1 Z + a_2 Z^2 + a_3 Z^3 + a_4 Z^4\,, \qquad (8.4)$$

unde $Z = \dfrac{NNR - NH}{H_b}$, NNR fiind cota nivelului normal de retenţie, NH - nivelul acumulării în ziua măsurătorii şi H_b - înălţimea barajului (adâncimea lacului).

În forma de mai înainte, variabila Z are valori cuprinse între 0 şi 1, independent de altitudinea şi adâncimea lacului. Ea permite, în particular, o bună precizie în rezolvarea numerică a sistemului algebric de ecuaţii. De asemenea, ea impune situaţia de lac plin la NNR ca starea de referinţă hidrostatică:

$$f_1(Z) = 0 \qquad \text{atunci când } Z = 0\,, \quad \text{respectiv } NNR = NH\ . \qquad (8.5)$$

Legea sezonieră la marea majoritate a fenomenelor este corect reprezentată printr-o funcţie sinusoidală S asociată unei faze necunoscute (defazaj) φ.

Asimetriile utile pot fi introduse completând expresia cu o armonică de frecvenţă dublă şi fază necunoscută Ψ, rezultând:

$$f_2(S) = \alpha \cdot \cos(S+\varphi) + \beta \cos(2S+\Psi) \tag{8.6}$$

Relaţia (8.6) se prelucrează în funcţie de faze şi se obţine:

$$f_2(S) = a_5 \cos S + a_6 \sin S + a_7 \sin^2 S + a_8 \sin S \cos S\,, \tag{8.7}$$

unde:

$a_5 = \alpha \cos \varphi$

$a_6 = -\alpha \sin \varphi$

$a_7 = -2\beta \cos \Psi$

$a_8 = -2\beta \sin \Psi$

$S = 2\Pi \dfrac{D_i - D_0}{365{,}25}$ (rad) sau: $S = 360 \dfrac{D_i - D_0}{365{,}25}$ (grade sexg).

Variabila (S) are valoarea 0 la 1 Ianuarie şi 2Π (sau 360^0) la 31 Decembrie.

Legea care ia în consideraţie vârsta lucrării (T) are un termen exponenţial negativ care reprezintă evoluţia amortizată şi un termen exponenţial pozitiv care reprezintă evoluţia accelerată. Timpul curge din momentul începerii punerii sub sarcină a lucrării şi consideră ca unitate de timp anul. Relaţia are forma:

$$f_3(T) = a_9 e^{T} + a_{10} e^{-T}\,, \tag{8.8}$$

unde $T = \dfrac{D_i - D_0}{365{,}25}$ (ani); D_0 - data de referinţă a modelului (începerea punerii sub sarcină a barajului); D_i - data măsurătorii.

Legea considerată nu are capacitatea de a reprezenta anumite variaţii atipice sau discontinuităţi care apar uneori. Ea reprezintă, totuşi, în cazul general o bună aproximare a influenţei vârstei barajului asupra răspunsului.

În final, expresia completă a modelului statistic EdF are aspectul :

$$\begin{aligned} X = a_0 + a_1 Z + a_2 Z^2 + a_3 Z^3 + a_4 Z^4 + a_5 \cos S + a_6 \sin S + \\ + a_7 \sin^2 S + a_8 \sin S \cos S + a_9 e^{T} + a_{10} e^{-T} + \varepsilon\,. \end{aligned} \tag{8.9}$$

În relaţia (8.9) coeficienţii (constantele) $a_0 \ldots a_{10}$ sunt necunoscutele care se determină pe baza datelor din măsurători (a_0 este o constantă care ţine cont de arbitrariul stării de măsură a parametrului X). În acest scop din baza de date se selectează succesiv câte 11 seturi de măsurători care formează sisteme de

11 ecuaţii cu 11 necunoscute. Fiecare sistem va furniza câte un set de valori pentru coeficienţii $a_0 \ldots a_{10}$ cu o anumită eroare ε_i. Valorile finale ale coeficienţilor $a_0 \ldots a_{10}$ se determină prin minimizarea erorilor pe baza algoritmului celor mai mici patrate.

Modelul statistic CONDOR dezvoltat de Biroul de consultanţă Coyne & Bellier este o variantă perfecţionată a modelului EdF. În modelul CONDOR funcţiile de influenţă a nivelului hidrostatic şi sezonier rămân identice ca în modelul EdF dar se schimbă funcţia de influenţă a vârstei lucrării. De asemenea, erorile sunt împărţite în două categorii: *FN* (din cauza fenomenelor neglijate) şi *E* (eroarea de măsură a parametrului rezultat).

Legea care ia în consideraţie vârsta lucrării (*T*) are o parte polinominală care reprezintă evoluţia accelerată şi o parte exponenţială care reprezintă evoluţia amortizată. Ea are expresia:

$$f_3(T) = a_9 T + a_{10} T^2 + a_{11} e^{-T} \ , \tag{8.10}$$

unde termenul $a_9 T$ reprezintă componenta liniară a tendinţei (evoluţie accelerată), iar $a_{10} T^2$ - componenta pătratică a tendinţei (evoluţie accelerată).

Expresia completă a modelului statistic CONDOR are aspectul:

$$+ \ a_7 \sin^2 S + a_8 \sin S \cos S + a_9 T + a_{10} T^2 + FN + E \, . \tag{8.11}$$

Modelele statistice EdF şi CONDOR s-au aplicat cu foarte bune rezultate la determinarea comportamentului din punct de vedere al deplasărilor la barajele de beton. După determinarea coeficienţilor este posibil să se evalueze ponderea diverşilor factori (nivel hidrostatic, temperatură, vârstă lucrare) în răspuns.

În figurile 8.23 şi 8.24 sunt exemplificate două aplicaţii ale modelelor EdF şi respectiv CONDOR în modelarea statistică a deplasărilor unui pendul şi respectiv a unui rockmetru de la barajul Gura Râului. Din figura 8.23 se poate remarca diferenţa procentuală foarte mică (< 2%) între valorile înregistrate ale deplasărilor pendulului şi cele calculate cu modelul EdF. Separarea influenţei diverşilor factori exteriori asupra deplasărilor rockmetrului (fig. 8.24), relevă aşa cum era de aşteptat că nivelul hidrostatic are influenţa cea mai importantă asupra răspunsului în deplasări al rockmetrului.

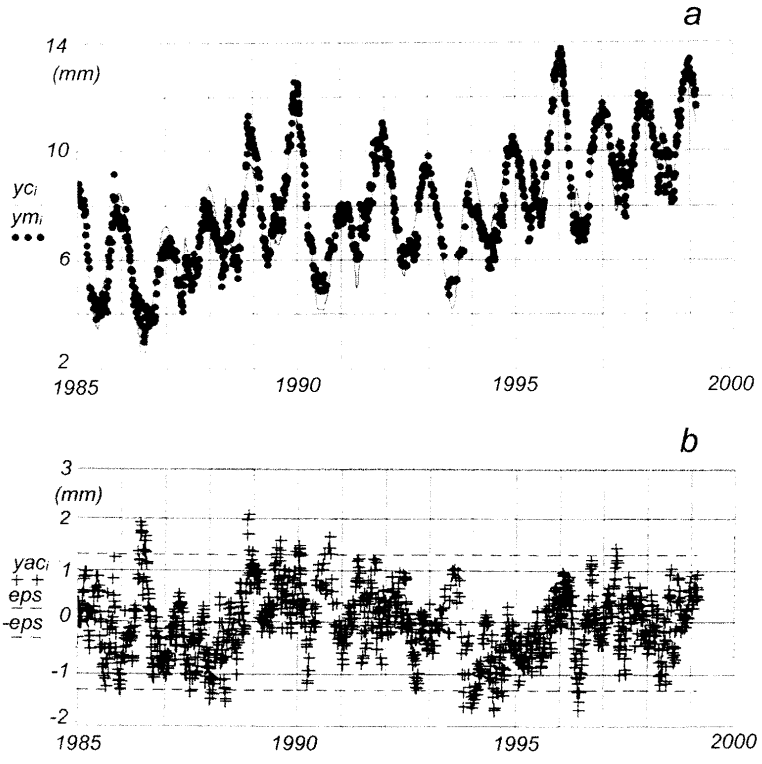


Fig. 8.23. Barajul Gura Râului - Aplicarea modelului statistic EdF în evaluarea deplasărilor amonte-aval, pendulul invers, plot 14 (*a*) şi diferenţe procentuale între evaluări şi măsurători (*b*).

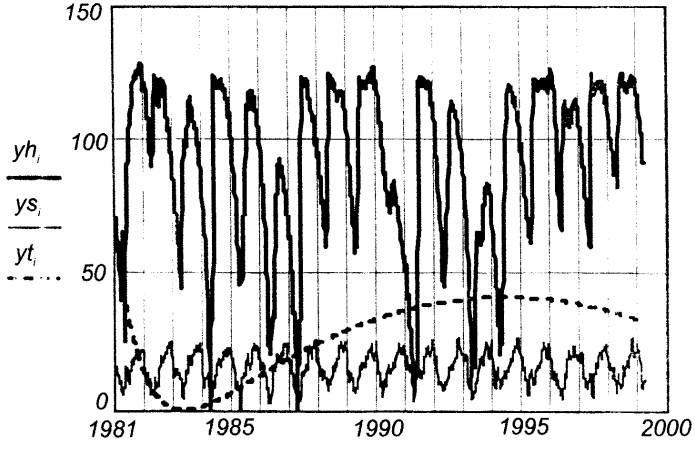


Fig. 8.24. Barajul Gura Râului - Aplicarea modelului CONDOR pentru separarea influenţelor nivelului hidrostatic, temperaturii aerului şi vârstei barajului asupra deplasărilor unui rocmetru.

Între alte modele statistice care sunt descrise în lucrările de specialitate se pot menţiona: modelul statistic cu defazaj, modelul statistic cu integrarea precipitaţiilor, modelul statistic cu integrarea temperaturii aerului, modelul statistic autoregresiv Gresz-Szalavari, modele statistice de tip serii discrete de timp (AR, MA, ARMA, ARIMA).

8.4. Evaluarea siguranţei barajelor

8.4.1. Noţiuni de bază

Domeniul siguranţei barajelor este încă un domeniu de cercetări, aflat în evoluţie, în care unele noţiuni de bază sunt în curs de cristalizare. De aceea s-a considerat oportun să se definească la începutul acestui paragraf unele noţiuni de bază aşa cum sunt ele în prezent acceptate în cadrul comisiilor tehnice ICOLD.

Siguranţa este un termen general prin care pot fi asumate diferite înţelesuri semantice. Chiar aşa numitele definiţii "tehnice" ale siguranţei pot fi interpretate în mod deosebit. Principalele dificultăţi rezultă din faptul că siguranţa nu este o caracteristică fizică atribuită obiectului (barajul) măsurabilă în principiu cu instrumente. Siguranţa este în fapt un concept complex născut din considerente socio-economice privind presupunerile noastre (scenarii pentru viitor) şi cunoaşterea incompletă (deşi este condiţionată de circumstanţe şi proprietăţi obiective) (fig. 8.25). În acest cadru, conceptul de siguranţă evoluează în timp prin schimbarea percepţiilor/aşteptărilor şi progresele tehnico-ştiinţifice [25].

Motivaţia primară pentru realizarea siguranţei (de a te simţi în siguranţă) este de natură psihologică: simţul de pericol, născut dintr-o experienţă dureroasă, care a condus atât pe plan colectiv cât şi individual la necesitatea de a găsi şi lua măsuri pentru a te proteja. Conceptul de siguranţă este astfel legat pe de o parte de aşteptările în viitor iar pe de altă parte de probabilitatea de apariţie a pericolului (cedarea barajului) şi evaluarea riscului lui de producere.

Siguranţa unui baraj corespunde practic speranţei ca lucrarea să se comporte conform previziunilor, respectiv să nu se producă cedarea (ruperea) ei sub acţiunea factorilor ambientali aleatori. Prin cedare se înţelege pierderea funcţiilor pentru care a fost conceput un sistem, asociată imposibilităţii folosirii (exploatării) lui în continuare. În cazul barajelor modurile de cedare pot fi prin deversare necontrolată (eroziuni, breşe), alunecare generală (pierderea stabilităţii), depăşirea capacităţii de rezistenţă a materialelor, deformaţii excesive inadmisibile funcţional, infiltraţii mari prin fundaţie (concentrate, evolutive), degradarea materialelor (prin agresiuni sau îmbătrânire), lichefierea fundaţiilor etc. [26].

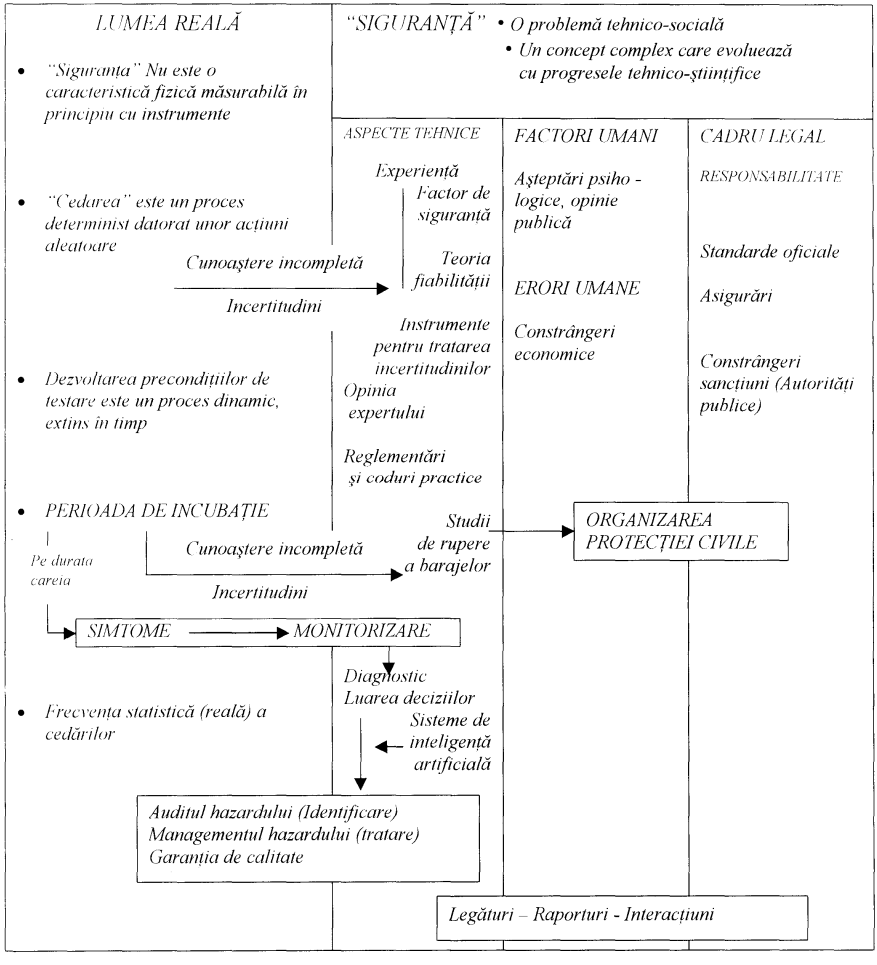


Fig. 8.25. Contextul şi mijloacele de management al siguranţei (*după* M. Fanelli [25]).

Termenul de siguranţă este de obicei substituit în inginerie cu termenii grad de siguranţă, nivel de siguranţă, coeficient de siguranţă prin care se încearcă evaluarea stării construcţiei analizate în raport cu o stare a ei critică.

Riscul este o măsură a probabilităţii de apariţie a unui eveniment cu consecinţe grave (dezastruoase) asupra vieţii şi sănătăţii oamenilor, a proprietăţii şi a mediului. În legătură cu riscul apar alte două noţiuni distincte: hazardul şi vulnerabilitatea. Hazardul este o stare sau o situaţie care, potenţial, poate produce un eveniment cu consecinţe grave (dezastruoase). Vulnerabilitatea corespunde cu numărul sau gradul în care elementele supuse riscului sunt afectate în cazul producerii evenimentului cu consecinţe grave (dezastruoase). În elementele expuse riscului se includ patru mari categorii: populaţie, lucrări publice şi clădiri, activităţi economice, servicii publice şi utilităţi.

Evaluarea riscului constă în utilizarea informaţiilor disponibile pentru cuantificarea probabilistică sau pe criterii deterministe a componentelor riscului, folosind în principal judecata inginerească pentru identificarea mecanismelor de cedare si pentru inventarierea elementelor supuse riscului şi a vulnerabilităţii acestora.

Riscul acceptat cuprinde un set de criterii pe baza cărora se stabileşte nivelul maxim al riscului considerat acceptabil de către comunităţile afectate şi de către autorităţile publice. Riscul considerat acceptabil este riscul minim la care colectivitatea nu mai este dispusă să investească pentru a-l reduce sau riscul statistic la care populaţia este expusă indiferent de voinţa acesteia şi de activităţile eventuale cu scopul reducerii riscului [27].

8.4.2. Consideraţii privind evaluarea siguranţei barajelor

În vederea evaluării siguranţei barajelor, într-o primă etapă trebuie stabilite scenariile de cedare. Dacă analiza se limitează la cedări de natură structurală ele s-ar putea produce prin depăşirea de către solicitările efective, la acţiunea combinaţiilor din încărcările exterioare, a rezistenţelor capabile ale materialelor din corpul barajului sau prin creşterea coeficientului de alunecare al construcţiei $\left(\sum T / \sum N\right)_{\text{efectiv}}$ la valori mai mari decât coeficientul de frecare f pe suprafaţa de alunecare. În toate scenariile de cedare se compară două tipuri de valori (sau funcţii):

– valoarea efectivă (funcţia efectivă) S care reprezintă răspunsul maxim al sistemului la acţiunile exterioare;

– valoarea capabilă (funcţia de capabilitate) R care reprezintă capacitatea de prelucrare de către sistem a solicitărilor menţionate mai înainte.

ÎÎn principal, comparaţia între valorile S şi R se poate face în două concepţii: deterministă şi probabilistă.

ÎÎn concepţia deterministă se acceptă că atât S, cât şi R pot fi exprimate prin valori exacte şi unice în timp şi în spaţiu. Dacă valorile S şi R sunt reprezentate pe aceeaşi scară a variabilei x (fig. 8.26), condiţia ca cedarea să nu se producă este dată de relaţia:

$$S < R\,. \tag{8.12}$$

Relaţia (8.12) conduce către concluzia falsă că este posibil să se obţină siguranţa absolută.

Realitatea fizică arată însă că atât S, cât şi R sunt funcţii de variabile aleatoare. Dacă se acceptă pentru simplificarea problemei că S şi R pot fi reprezentate satisfăcător printr-o singură variabilă aleatoare (x), atunci ele pot fi exprimate prin funcţiile de distribuţie $F_S(x)$ şi $F_R(x)$ sau prin derivatele acestora în raport cu x, respectiv funcţiile de densitate de probabilitate $f_S(x)$ şi $f_R(x)$ (fig. 8.26,*b*).

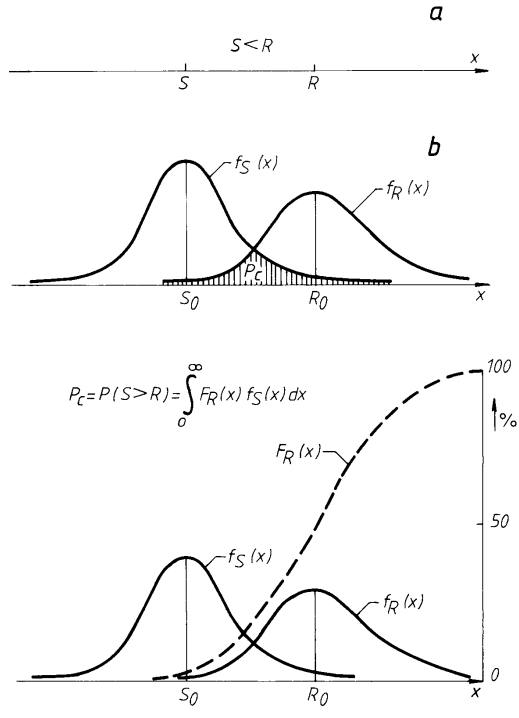


Fig. 8.26. Evaluarea siguranţei unui baraj în concepţiile: *a* - deterministă, *b* - probabilistă.

ÎÎn acest caz, deşi pe medie $S_0 < R_0$ există un domeniu (haşurat pe figură) în care valorile întâmplătoare maxime ale lui *S* sunt mai mari decât valorile întâmplătoare minime ale lui *R*. Suprafaţa domeniului de intersecţie în care $S > R$ reprezintă o măsură a probabilităţii de cedare P_C. Ea poate fi calculată prin integrala de convoluţie:

$$P_C = P\,(S > R) = \int_0^{\infty} F_R\,(x) \cdot f_S\,(x)\,dx = \int_0^{\infty} \left[1 - F_S\,(x)\right] f_R\,(x)\,dx \ . \qquad (8.13)$$

Concepţia probabilistă este în mod evident superioară concepţiei deterministe, printr-o reprezentare mai obiectivă a realităţilor fizice. Siguranţa absolută nu poate exista, iar probabilitatea de cedare a construcţiei ar putea fi calculată fără dificultate dacă s-ar cunoaşte cu precizie funcţiile de densitate de probabilitate ale variabilelor aleatoare implicate.

Totuşi în continuare sunt prezentate unele consideraţii care evidenţiază şi unele neajunsuri în aplicarea concepţiei probabiliste în evaluarea siguranţei barajelor.

Ipoteza care stă la baza relaţiei (8.13) este că atât *S*, cât şi *R* sunt funcţii de o singură variabilă aleatoare, adică s-a acceptat că ele pot fi reprezentate satisfăcător prin variabile cu un singur grad de libertate. Realitatea fizică însă nu

confirmă această ipoteză, atât *S*, cât şi *R* sunt funcţii cu multe grade de libertate, extinse în timp şi în spaţiu:

$$S = S\left(s_1, s_2, s_3 \ldots s_j \ldots s_n\right)$$
$$R = R\left(r_1, r_2, r_3 \ldots r_j \ldots r_n\right) \tag{8.14}$$

unde s_j şi r_j sunt fiecare în parte variabile aleatoare, definite prin funcţii de distribuţie.

Considerarea unui număr sporit de variabile aleatoare pentru definirea funcţiilor *S* şi *R* ar complica extrem de mult problema. Reducerea numărului de variabile în reprezentarea lui *S* şi *R* pentru a evita complicaţiile matematice este însă incompatibilă cu caracteristicile de structură complexă extinsă în timp şi spaţiu, proprii unui baraj.

În evaluarea probabilităţii de cedare P_C, după cum se poate constata din figura 8.26,*b* , sunt implicate cozile (marginile) din dreapta şi respectiv din stânga ale funcţiilor de densitate de probabilitate $f_S(x)$ şi $f_R(x)$. Ignorând faptul că în general informaţiile disponibile pentru definirea formei funcţiilor $f_S(x)$ şi $f_R(x)$ sunt insuficiente, trebuie subliniat că erorile cele mai mari datorită lipsei de informaţii se produc tocmai la cozile acestor funcţii. Acurateţea de calcul a lui P_C în aceste condiţii este cel puţin discutabilă.

Probabilitatea de cedare P_C nu este o cantitate statică. Ea evoluează în timp, având tendinţe de creştere din cauza îmbătrânirii barajului sau a acumulării avariilor sau de descreştere atunci când se iau măsuri structurale sau nestructurale de creştere a siguranţei barajului. ÎÎn consecinţă, valoarea lui P_C ar trebui periodic revizuită şi reactualizată.

ÎÎntr-un alt mod de exprimare, probabilitatea de cedare P_C nu are nici o semnificaţie fără a se referi la o perioadă de timp specificată *T*, un fapt care de obicei este uitat sau neglijat:

$$P_C = P_C(T). \tag{8.15}$$

Dacă *T* ar avea o valoare extrem de mică, de exemplu jumătate de minut, adică 10^{-6} ani, atunci probabilitatea ca un baraj existent să cedeze în acest interval de timp ar fi practic nulă sau $P_C \to 0$ când $T \to 0$.

Pe de altă parte, ţinând cont că durata de viaţă a unui baraj este totuşi limitată, rezultă că $P_C \to 1$ când $T \to \infty$.

În baza consideraţiilor de mai înainte, după Michele Fanelli, în figura 8.27 se prezintă calitativ dependenţa între P_C şi *T*. Figura 8.27 ilustrează grafic importanţa poziţiei şi pantei funcţiei $P_C(T)$ în caracterizarea siguranţei unui baraj.

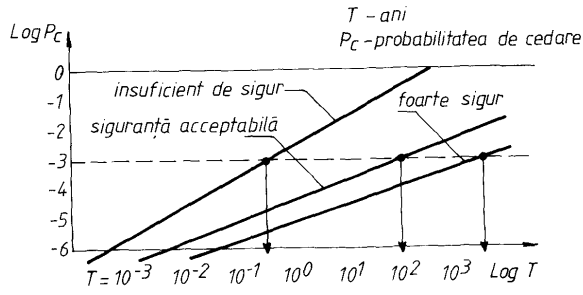


Fig. 8.27. Dependenţa (calitativă) a probabilităţii de cedare P_C de perioada de timp de referinţă T (*după* Fanelli [25]).

O alternativă şi totodată o completare la procedurile deterministă şi probabilistă de evaluare a siguranţei barajelor este metoda statistică. ICOLD prin comisia tehnică de specialitate s-a preocupat de mult timp de inventarierea şi prelucrarea statistică a cauzelor care au produs în trecut incidente şi accidente la baraje [1].

Unele date asupra acestor investigaţii s-au prezentat în paragraful 8.1. Ele sunt importante pentru că se referă la evenimente concrete petrecute în trecut în domeniul barajelor şi care trebuie să constituie surse de învăţăminte pentru viitor. Statisticile demonstrează cu claritate gradul înalt de siguranţă al barajelor, aflat în continuă creştere odată cu progresele ştiinţifice şi tehnologice. Aceste statistici arată că rata cedărilor totale sau parţiale a scăzut de la 10^{-4} pe baraj · an la nivelul anului 1950, la 10^{-5} pe baraj · an la nivelul anului 2000. Aceasta înseamnă că la un număr de 100000 de baraje în exploatare este probabil statistic să se producă o cedare pe an.

8.4.3. Încadrarea barajelor în categorii de importanţă în funcţie de indicele de risc

În România, la fel ca în marea majoritate a altor ţări, barajele sunt clasificate în categorii sau clase de importanţă. Clasificarea în categorii de importanţă (NTLH-021/1999) se bazează pe evaluarea riscului iar clasificarea în clase de importanţă (STAS 4273-83) se bazează pe importanţa economică şi socială a amenajării. Încadrarea barajelor în categorii de importanţă serveşte pentru stabilirea sistemului de supraveghere în exploatare şi a procedurilor de expertizare a stării de siguranţă şi de avertizare de către autorităţile competente [28].

Barajele se încadrează în patru categorii de importanţă: A - excepţională, B - deosebită, C - normală şi D – redusă, utilizând un sistem de criterii, indici şi notări. Încadrarea într-una din cele patru categorii se face în funcţie de indicele de risc (RB) (tabelul 8.8).

Tabelul 8.8

Indice de risc	Categoria de importanţă	Urmărirea comportării
$RB>1,0$	Risc inacceptabil; lucrarea trebuie scoasă din exploatare până la aducerea ei în limite de risc acceptabil	
$1,0 \geq RB > 0,5$	A - Importanţă excepţională	Specială
$0,5 \geq RB > 0,25$	B - Importanţă deosebită	Specială
$0,25 \geq RB \geq 0,1$	C - Importanţă normală	Curentă
$RB < 0,1$	D - Importanţă redusă	Curentă

Indicele de risc asociat barajului (RB) se calculează cu relaţia:

$$RB = PC \cdot CA \tag{8.16}$$

unde PC este indicele de cedare a barajului, iar CA indicele corespunzând consecinţelor avariei barajului (tabelul 8.9).

Tabelul 8.9

Criterii şi punctaje pentru evaluarea indicelui *CA* (consecinţele avariei barajului)				
1. Densitatea populaţiei în zona din aval	mari aglomerări (>20.000 locuitori) 20	normal populată (20.000>loc>300 10	puţin populată (locuinţe răzleţe) 5	nepopulată 0
2. Sistem de alarmare	fără sistem de alarmare 20	posibilităţi de informare a autorităţilor locale 10	sistem de alarmare neverificat de apărarea civilă 5	sistem de alarmare verificat de apărarea civilă 0
3. Importanţa în raport cu terţii	unică sursă de apă pentru populaţie 20	există surse alternative 10	folosinţe în energie şi irigaţii 5	alte folosinţe (piscicultură, turism) 2
4. Numărul şi importanţa obiectivelor economice	industrii cu mai mult de 100 de salariaţi 10	industrie mică 5	ateliere familiale 3	fără industrie 0
5. Folosirea terenului în aval	agricol 10	păşune/pădure 5	neproductiv 2	
6. Efecte asupra mediului	dezastru ecologic (compromitere totală a faunei şi florei) 5	Efecte cuantificabile 3	efecte neglijabile 1	
7. Poziţia lucrării în amenajarea bazinală	cedarea antrenează ruperi în cascadă 15	cedarea afectează atenuarea viiturilor 7	cedarea nu are efecte secundare 2	

PC este inversul indicelui de siguranţă a barajului (*SG*):

$$PC = 1/SG\,, \tag{8.17}$$

iar *SG* se calculează cu relaţia:

$$SG = \alpha \cdot BA + \beta \cdot CB \tag{8.18}$$

unde *BA* este un indice funcţie de caracteristicile barajului (tabelul 8.10), iar *CB* un indice care depinde de starea barajului şi de sistemul de supraveghere (tabelul 8.11); α şi β sunt nişte coeficienţi de ponderare în funcţie de condiţiile de proiectare şi respectiv de caracterizare a comportării barajului până în momentul analizei lui. Aceşti coeficienţi pot avea următoarele valori:

$\alpha = 1$	-	baraj proiectat conform reglementărilor actuale;
$\alpha = 0{,}8$	-	baraj proiectat pe baza reglementărilor vechi, dar verificat în funcţie de standardele actuale;
$\alpha = 0{,}4$	-	nu există date privind proiectarea;
$\beta = 1$	-	comportare normală;
$\beta = 0{,}7$	-	în trecut s-au produs incidente şi accidente, care au necesitat lucrări majore de remediere.

Tabelul 8.10

Criterii şi punctaje pentru evaluarea indicelui *BA* (caracteristicile barajului şi condiţiile amplasamentului)				
1. Dimensiu–nile barajului	mici $H<15$ m $0{,}05<V<1$ hm^3 10	medii $15<H<30$m $1<V<50$ hm^3 6	mari $H>30$ m $V>50$ hm^3 2	
2. Tipul de baraj	greutate sau arcuite (PG+VA) 20	contraforţi sau anrocamente cu mască (CB+ERm) 15	anrocamente cu nucleu de argilă (ERn) 10	front de retenţie total sau parţial din pământ (TE) 5
3. Tipul de descărcător	deversor liber 25	deversor cu stavile 15	baraj stăvilar cu clapete şi vane de fund 10	fără descărcători de suprafaţă (numai goliri) 5
4. Terenul de fundare	stâncă 20	aluviuni 10	terenuri dificile 2	
5. Clasa de im–portanţă (STAS 4273-83)	I 15	II 10	III-IV 5	
6. Zona seismică (P100-92)	D-F 10	C 7	B 5	A 3

Tabelul 8.11

Criterii şi punctaje pentru evaluarea indicelui *CB* (starea barajului)				
1. Supraveghere	AMC*+topo**+ + vizual 17	topo**+ vizual 7	numai vizual 3	fără supraveghere 0
2. Echipament mecanic	operaţional + manevre curente 17	operaţional + manevre periodice 7	incert (parte neoperaţional) 3	capacitatea de evacuare afectată*** 0
3. Întreţinere	foarte bună 10	acceptabilă 5	slabă 0	
4. Vârsta (T)	T <10 ani 10	20>T >10 ani 7	50>T >20 ani 3	T >50 ani 0
5. Infiltraţii (debite sau subpresiuni) A. TE+ERn B. PG+VA+ERm	în limite prognozate 17 7	atipice dar nu periculoase 7 3	evolutive (creşteri necorelate) 3 1	pun în pericol siguranţa barajului 0 0
6. Deformaţii A. Baraje din pământ sau anrocamente cu nucleu B. Baraje din beton sau anrocamente cu mască din beton	în limite prognozate (conform proiectului) 7 17	atipice, dar nu periculoase (fără antrenări, fără concentrări) 3 7	evolutive (cu creşteri necorelate cu factorii exteriori) 1 3	periculoase, care conduc la crăpături, deschideri de rost, cu afectarea etanşării 0 0
7. Colmatarea acumulării	nesemnificativă 10	goliri de fund blocate 7	colmatări la coadă, care afectează capacitatea de tranzit 3	colmatare care afectează volumul de atenuare 0
8. Starea disipatorilor şi a rizbermelor	foarte bună 6	acceptabilă 3	foarte deterioate sau inexistente 0	
9. Calcul seismic	conform prevederilor cuprinse în normele actuale 6	calculul reactualizat 3	necalculat sau situaţie necunoscută 0	

*) AMC (aparate de măsură şi control) sunt suficiente şi informaţiile sunt satisfăcător prelucrate.

**) Măsurători topografice sistematice.

***) În cazul în care echipamentele sunt blocate sau infiltraţiile sunt periculoase, indicele *CB* se multiplică cu 0,1.

În metodologia prezentată mai înainte cuantificarea riscului se face empiric prin acordarea unor note în funcţie de o serie de criterii şi subcriterii. Metodologia are desigur un anumit grad de subiectivism, dar cuantificarea riscului prin evaluarea matematică de probabilităţi de cedare ar necesita studii complexe şi costisitoare. Pe de altă parte, aşa cum s-a prezentat la punctul 8.4.2, procedurile actuale de evaluare a probabilităţii de cedare sunt la rândul lor discutabile în privinţa acurateţei.

8.5. Barajele şi mediul înconjurător

8.5.1. Introducere

Preocupările pentru conservarea mediului înconjurător au crescut constant în ultimele decenii. Resursele naturale trebuie exploatate fără degradarea mediului. În reglementările actuale din România, dar şi din alte numeroase ţări ale lumii, nici o investiţie nouă în domeniul industriei sau construcţiilor nu poate fi acceptată fără o analiză corespunzătoare a efectelor pe care acea industrie (construcţie) le-ar avea asupra mediului în vederea protejării lui, prin eliminarea sau reducerea efectelor negative.

Barajele pentru acumulări de apă se construiesc de peste 5000 de ani. Barajele prin acumulările de apă pe care le creează şi prin alte construcţii hidrotehnice asociate lor contribuie semnificativ la exploatarea (folosirea) unei resurse fundamentale a planetei noastre, apa dulce. Beneficiile obţinute prin realizarea acestor construcţii hidrotehnice sunt multiple. Ele asigură folosirea apei pentru irigaţii, producere de energie hidroelectrică, alimentări cu apă, controlul viiturilor, navigaţie, recreere-turism, piscicultură etc.

Stocarea apei, totuşi, înseamnă intervenţia omului în ciclul natural al apei. Inevitabil, această activitate conduce nu numai la schimbări în calitatea apelor de suprafaţă şi subterane, dar are de asemenea impacturi sociale majore. Spre exemplificare, în unele ţări în curs de dezvoltare, studiile au relevat că prin realizarea unor mari baraje au fost distruse ecosisteme productive şi valoroase sau au fost reduse cantităţile de sedimente fertile în aval de baraje, care erau transportate în timpul viiturilor în regim natural (nebarat). În ţările dezvoltate, în agricultură sunt probleme privind poluarea cu nitraţi, reziduurile de pesticide din pământ, eutrofizarea lacurilor, probleme generate şi prin managementul defectuos al resurselor de apă.

Barajele, din punct de vedere tehnic, în mod incontestabil sunt realizări de vârf în domeniul construcţiilor. Adversarii barajelor le consideră însă şi catastrofe ecologice. În anul 1998 s-a înfiinţat World Commission on Dams (WCD - Comisia Mondială a Barajelor) care a reunit atât partizani, cât şi adversari ai construcţiei de baraje cu scopul de a dezbate problemele controversate. Raportul final al comisiei a fost publicat în Noiembrie, 2000. În raport se recunoaşte contribuţia importantă a barajelor la dezvoltarea omenirii, beneficiile considerabile obţinute prin construcţia lor. Totodată se afirmă însă că uneori preţul plătit pentru aceste beneficii a fost inacceptabil, mai ales în termeni de mediu înconjurător şi social. Raportul sugerează căutarea de alternative la construcţia barajelor şi eliminarea din faze

preliminare a proiectelor de amenajare a resurselor de apă cu impacturi negative majore sociale şi de mediu [29].

ICOLD prin reprezentanţii săi oficiali a criticat raportul Comisiei Mondiale a Barajelor, în special datorită subaprecierii beneficiilor pe care le aduc barajele. În etapa actuală de dezvoltare tehnologică nu există alternativă pentru folosirea resurselor de apă fără construcţia de baraje. Apa dulce provenită din precipitaţii are pe Terra o distribuţie neuniformă în timp şi în spaţiu şi făcând abstracţie de lacurile naturale ea se găseşte în cursurile de apă şi în depozitele de apă freatică (cu reînoire foarte lentă). Aproximativ 2/3 din volumul de apă dulce se scurge rapid în timpul viiturilor, producând distrugeri în loc de foloase. Satisfacerea necesităţilor în continuă creştere de apă dulce impune realizarea unor lucrări hidrotehnice de captare, stocare şi transport a apei, pentru transferul ei în timp şi în spaţiu în acord cu nevoile. Realizarea acestor lucrări hidrotehnice măreşte disponibilul de apă utilizată de 4...10 ori în raport cu situaţia naturală. Energia produsă pe cale hidraulică este o energie ieftină, nepoluantă, regenerabilă prin ciclul hidrologic [30].

În prezent în întreaga lume se află în exploatare mai mult de 45000 mari baraje care îndeplinesc criteriile ICOLD (fig. 8.28), din care circa 2/3 se află în ţările în curs de dezvoltare. Circa 20% din energia electrică totală produsă în lume este realizată pe cale hidraulică. În 24 de ţări între care se încadrează Brazilia şi Norvegia peste 90% din cantitatea de energie electrică este produsă pe cale hidraulică.

Jumătate din marile baraje din lume sunt construite exclusiv pentru irigaţii şi se estimează că acumulările de apă realizate prin baraje contribuie cu 12...16% la producţia mondială de hrană. În cel puţin 75 de ţări, mari baraje au fost construite pentru controlul viiturilor. Pentru multe ţări proiectele de baraje rămân singurele şi cele mai mari investiţii ale lor [29].

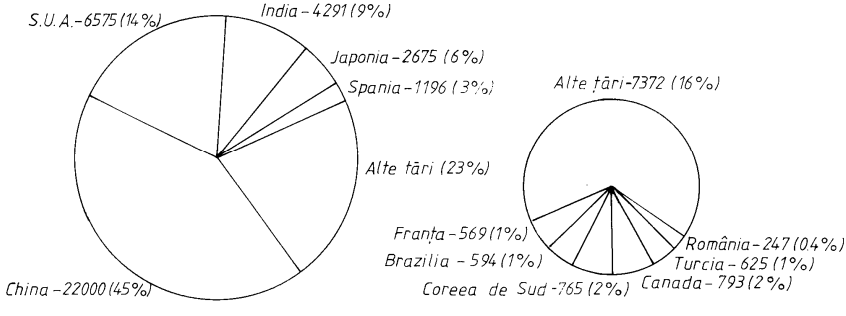


Fig. 8.28. Numărul de baraje în exploatare în întreaga lume, care îndeplinesc criteriile ICOLD, la nivelul anului 2000.

Cunoaşterea în profunzime, în paralel cu efectele benefice a efectelor negative pe care barajele le au asupra mediului înconjurător este importantă pentru a elimina sau a reduce aceste efecte negative. În literatură există numeroase lucrări care tratează problemele de impact al barajelor asupra mediului înconjurător [18], [31], [32], [33]. În cadrul acestui paragraf se va face numai o sinteză a acestor probleme, pentru persoanele interesate de detalii recomandându-se consultarea literaturii din domeniu.

Domeniile principale de influenţă a barajelor asupra mediului înconjurător sunt următoarele: economico-social, geofizic, calitatea apei şi climatul, flora şi fauna [34], [35], [36], [37]. În această ordine, aceste efecte vor fi prezentate în punctele următoare.

8.5.2. Efecte economice şi sociale

Impactul economic şi social al marilor baraje variază mult în funcţie de condiţiile geografice, politice şi economice. Noţiunea de impact economic se referă la efectele pe care proiectul barajului le are asupra economiilor locale şi regionale, atât în timpul construcţiei amenajării cât şi al exploatării ei în perspectivă. Aceste efecte includ cererile directe şi secundare de forţă de muncă şi de servicii, modificările în resursele locale şi structurile economice locale generate prin realizarea proiectului. Asemenea efecte economice produc impacturi sociale semnificative care la rândul lor influenţează parametrii economici [34].

Construirea unei amenajări hidrotehnice şi în particular a unui baraj creează foarte multe noi locuri de muncă. Ele sunt cu caracter temporar, dar în cazul marilor baraje durata lor poate fi de până la un deceniu în mod obişnuit. Un număr limitat de persoane care au participat la construirea amenajării pot fi în continuare reţinuţi pentru exploatarea ei.

Aceste noi locuri de muncă este preferabil să fie ocupate de rezidenţi locali. În marea majoritate a cazurilor ei însă nu dispun de calificările necesare. Astfel că în general se apelează la muncitori calificaţi la lucrări hidrotehnice anterioare. Ei pot fi cu tradiţii şi culturi diferite de ale localnicilor, care potenţial pot genera situaţii conflictuale care trebuie prevenite.

Una dintre cele mai controversate probleme legate de realizarea marilor amenajări hidroelectrice este cea a strămutării (dizlocării) populaţiei din zonele care vor fi inundate de lacurile de acumulare. Adversarii barajelor susţin că populaţiile strămutate (mai ales comunităţile tribale, indigene şi minorităţile etnice) îşi pierd astfel tradiţiile şi cultura, iar compensaţiile pe care le primesc sunt inadecvate.

În vederea reducerii impacturilor negative, acţiunea de strămutare a populaţiei din zonele inundate se recomandă a se desfăşura în două etape. Aria de reaşezare trebuie să fie cât mai aproape de aria supusă dizlocării şi să reproducă pe cât este posibil condiţiile ambientale şi sociale originale. Strămutarea, ca o primă etapă, se recomandă a se efectua către încheierea activităţii de construcţie a barajului, înainte şi pe durata ridicării nivelului în acumulare. A doua etapă, care se întinde pe parcursul a mai mulţi ani din timpul exploatării amenajării, constă în sprijinirea populaţiei dizlocate să se adapteze la noile condiţii economice şi sociale.

În situaţia când în amplasament se află vestigii arheologice şi istorice, monumente culturale şi religioase, acestea trebuie conservate, de obicei prin mutarea sau reconstrucţia lor în afara ariei amenajării. Ele trebuie să permită

comunităţilor prezente şi viitoare să păstreze legătura cu trecutul lor, în particular în ceea ce priveşte evoluţia tehnologică şi exploatarea resurselor.

Acceptarea socială, a devenit în timp o componentă tot mai importantă pentru promovarea unor noi proiecte. Aceasta implică iniţierea din fazele de debut ale proiectelor a unor programe cuprinzătoare de informare, educare, convingere a populaţiei şi autorităţilor locale despre avantajele proiectului.

În faza de exploatare a unei acumulări se produc în special modificări biofizice la care comunităţile riverane trebuie să se adapteze. În principal ele ar fi următoarele: reducerea debitelor pe râu, pierderea sedimentelor fertilizante transportate de râu la viituri, pătrunderea apelor saline în estuarele râurilor, probleme legate de variaţiile ciclice ale nivelului apei în acumulare în special la amenajările hidroenergetice cu funcţionare în regim de vârf de sarcină. Comunităţile din aval de baraj sunt protejate de efectele viiturilor în regim natural dar trebuie să se adapteze la noul regim hidrologic. Autorităţile trebuie să pregătească din timp planuri de alarmare şi evacuare a populaţiei din aval de baraj pentru situaţii neprevăzute sau descărcări controlate ale viiturilor.

În general, prin amenajările hidrotehnice se creează local infrastructuri îmbunătăţite şi condiţii favorabile de recreere şi dezvoltare a turismului. Ele trebuie să fie folosite pentru dezvoltarea şi prosperitatea economică a comuni–tăţilor din zonă.

Lacurile artificiale au avut uneori în trecut un impact negativ asupra sănătăţii populaţiilor riverane. Ele au fost la originea unor mari epidemii, intoxicaţii larg răspândite, sau a unor boli inexistente sau rar întâlnite înainte de realizarea lacurilor. Asemenea situaţii potenţiale trebuie analizate din timp şi luate măsuri pentru evitarea lor.

8.5.3. Efecte geofizice

Construcţia barajelor şi creerea lacurilor de acumulare pot avea efecte geofizice importante. Ele pot fi în timp atât pe termen scurt cât şi pe termen lung, iar în spaţiu se pot întinde cu mult peste limitele fizice ale amenajării. Procesele geofizice specifice care se prezintă în continuare sunt următoarele: defrişarea şi drenarea zonei acumulării, stabilitatea versanţilor, regimul de curgere pe râu şi transportul sedimentelor, seismicitatea indusă [35].

Curăţirea chiuvetei viitorului lac de acumulare de arbori şi tufişuri de o manieră generală sau selectivă trebuie analizată cu grijă pentru a evita probleme viitoare generate de exploatarea lacului. Aspectele care trebuie avute în vedere în stabilirea programului de defrişare sunt multiple: utilizarea acumulării, calitatea apei, viaţa acvatică, eroziunea şi aspectul estetic al peisajului, exploatarea resurselor şi depozitarea reziduurilor.

Dacă aria chiuvetei nu este curăţită, arborii morţi submersaţi şi alte materiale lemnoase pot deranja activităţile de pescuit şi recreaţionale şi pot deveni periculoase pentru grătare şi stavile. Strategia de curăţire a chiuvetei are efecte

importante asupra calităţii apei dacă zona submersată este mare în raport cu volumul curgerii anuale (stocul râului). Descompunerea reziduurilor organice afectează negativ proprietăţile chimice şi fizice ale apei.

În favoarea păstrării vegetaţiei în anumite zone ale chiuvetei sunt argumentele că eroziunea se amplifică în cazul malurilor defrişate, iar peisajul devine neplăcut în zonele cu nivel variabil al apei, mai ales în cazul amenajărilor hidroenergetice (din zonele de munte unde variaţiile ciclice de niveluri în lac sunt mari). În zonele cu nivel variabil pot fi plantate anumite specii tolerante la inundaţii periodice.

Nivelul apelor freatice este în general influenţat de nivelul apei în acumulare. Nivelurile ridicate ale apei în acumulare potenţate de sisteme de drenaj insuficiente pot produce înmlăştiniri în zonele învecinate.

Eroziunea malurilor se produce normal în zona cuprinsă între nivelul maxim şi minim din acumulare. Procesele erozionale apar din acţiunea valurilor produse de vânt sau din circulaţia vaselor de navigaţie, alunecări şi prăbuşiri cauzate de stabilitatea redusă a taluzelor în timpul coborârii nivelului, eroziuni induse de exfiltraţiile apei freatice, degradări în albiile afluenţilor în perioada cu niveluri scăzute în acumulare. Procesele erozionale se întind pe durate lungi de timp, de ordinul decadelor şi apoi scad gradual în intensitate. Uneori faza de stabilizare (formarea plajelor) este atinsă mai devreme, mai ales atunci când în materialul din maluri există din abundenţă bolovani şi blocuri de piatră. În toate cazurile se recomandă măsuri pentru minimizarea proceselor erozionale.

Versanţii cu alunecări în evoluţie sau potenţiale trebuie stabilizaţi înainte de umplerea lacului. Umplerea lacului şi variaţiile de nivel în lac au efecte nefavorabile asupra stabilităţii versanţilor şi pot conduce la declanşarea unor alunecări noi. În toate cazurile se recomandă monitorizarea alunecărilor şi după caz realizarea de lucrări de stabilizare care uneori pot fi foarte costisitoare. În figura 8.29 sunt ilustrate lucrările de stabilizare a unei alunecări de la Amenajarea Hidroenergetică Clyde din Noua Zeelandă. Lucrările de stabilizare au constat din drenaj prin pompaj, injecţii, contraforţi şi banchetă de stabilizare.

Prin bararea râurilor se schimbă circulaţia apei din regim natural pe aceste râuri. În aval de baraj trebuie permanent furnizat un debit de servitute care are funcţiile de a conserva flora şi fauna existentă şi de a satisface folosinţele curente (navigaţie, pescuit etc.).

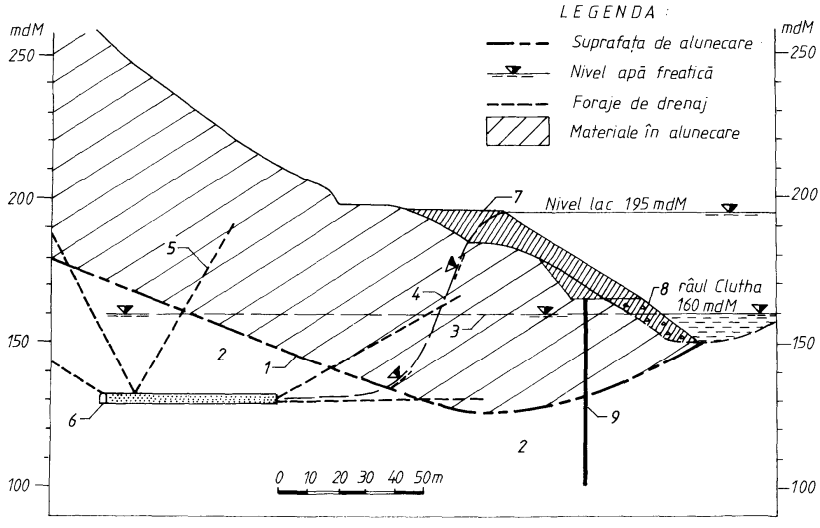


Fig. 8.29. Lucrări de stabilizare a alunecării Brevery Creek de la Amenajarea Hidroenergetică Clyde-Noua Zeelandă: *1* - suprafaţa de alunecare, *2* - şisturi, *3* - nivelul pânzei freatice înaintea umplerii lacului, *4* - nivelul pânzei freatice după umplerea lacului, *5* - foraje de drenaj în evantai, *6* - galerie de drenaj prin pompaj, *7* - banchetă de stabilizare, *8* - contraforţi de stabilizare, *9* - perdea de injecţii.

Eroziunea malurilor produce un transport mai mare de sedimente în zonele mai adânci ale acumulării. Eroziunea şi scurgerea de minerale şi materiale organice cum sunt turbele pot antrena eliberarea de compuşi chimici. Apa din lac în urma acestor procese conţine cantităţi sporite de fier, fosfor, azot, materiale dizolvate şi materiale organice în suspensie. Uneori aceste schimbări au un impact mare asupra calităţii apei şi asupra producţiei biologice, atât în acumulare cât şi în bieful aval.

Transportul de sedimente pe râu în bieful aval al barajului se va diminua ca rezultat al reţinerii sedimentelor din bieful amonte în acumulare. În consecinţă, echilibrul eroziuni-sedimentări din regimul natural este modificat în aval de baraj. Apa curată (liberă de sedimente) descărcată din bieful amonte are capacitate erozională crescută până se încarcă din nou cu o cantitate suficientă de sedimente pentru realizarea unui nou echilibru eroziuni-sedimentări.

Marile baraje şi acumulări pot cauza deformaţii (acumulări de energie potenţială) în straturile din subsolul chiuvetei acumulării. Această energie se poate elibera brusc (transformare în energie cinetică) prin fenomenul de destindere elastică generând cutremure induse. Apariţia seismicităţii induse depinde de condiţiile seismotectonice locale şi adâncimea lacului. În câteva cazuri cutremurele induse au avut caracter distrugător. Ele pot să se producă în câteva zile după umplerea lacului (Kremasta - Grecia), într-un an sau câţiva ani după umplere (Koyna - India, Hsinfenkiang - China) sau chiar după 17 ani (Aswan - Egipt). Mecanismul acestor cutremure nu este explicat în întregime, dar se consideră că infiltraţiile în subsol şi presiunile interstiţiale crescute din cauza umplerii lacului sunt un factor determinant în declanşarea lor.

8.5.4. Efecte asupra calităţii apei şi climatului

Efectele unui lac de acumulare asupra calităţii apei şi climatului depind în mare măsură de poziţia geografică şi climatul specific al zonei respective. Ele depind de asemenea de modul de exploatare a barajului, nivelul industrializării şi dezvoltarea agriculturii din bazinul hidrografic respectiv [36].

Un lac de acumulare influenţează calitatea apei în fiecare fază de realizare (prima umplere, exploatare) (fig. 8.30). În faza de umplere, mineralele eliberate din pământul inundat şi descompunerea reziduurilor organice au consecinţe importante asupra proprietăţilor fizice şi chimice ale apei. Suplimentar, graficul de exploatare a marilor lacuri de acumulare conduce la schimbări în stratificaţia termică şi distribuţia oxigenului dizolvat, care modifică de asemenea proprietăţile chimice ale apei şi sedimentelor.

În cazuri extreme, prezenţa şi exploatarea unei acumulări poate accelera rata de îmbătrânire (învechire) a masei de apă şi eutrofizarea ei, afectând diverse folosinţe. Eutrofizarea este un fenomen de dezvoltare excesivă a algelor sau plantelor acvatice superioare, asociată cu aporturi ridicate de săruri nutritive. Proliferarea algelor şi a altor plante acvatice conduce la o acumulare de biomasă vegetală şi detritus, rezultând în general o degradare a calităţii apei.

În acumulările cu perioade lungi de reţinere a apei (cicluri anuale de umplere-golire) şi adâncimi ale apei mai mari de 10 m, în mod frecvent va apare stratificarea termică. Graficul de exploatare a acumulării şi morfologia ei vor avea influenţe importante asupra stratificaţiei (fig. 8.31).

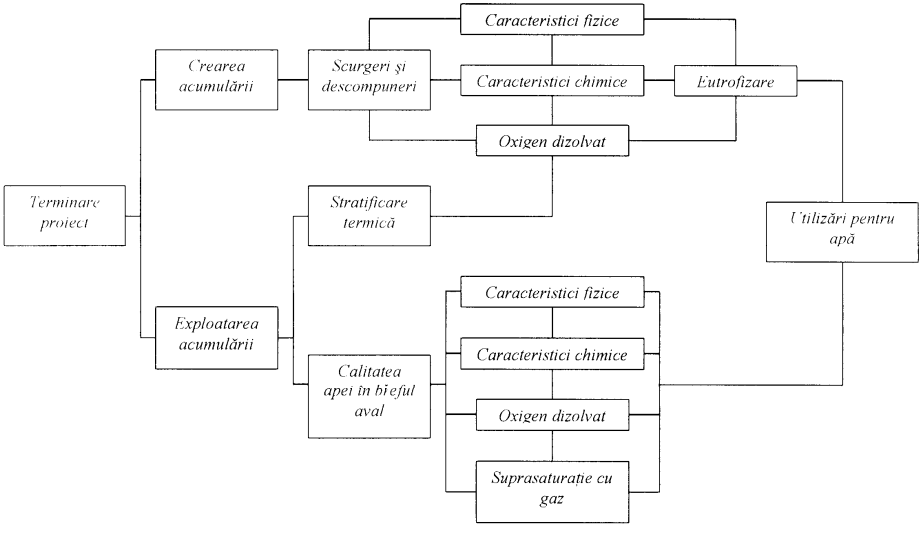


Fig. 8.30. Impacturi potenţiale ale unui lac de acumulare asupra calităţii apei.

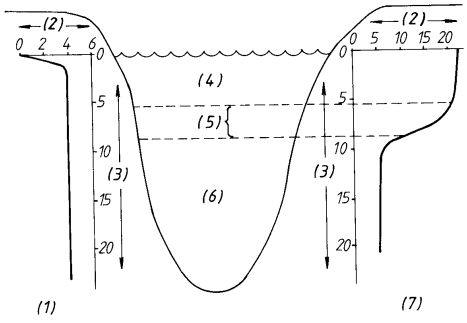


Fig. 8.31. Stratificarea termică într-un lac de acumulare din zona temperată a Emisferei Nordice.

Stratificarea termică este rezultatul, în general temporar, al unui proces fizic dinamic de interacţiune a două (sau mai multe) forţe:

– încălzirea apei de la suprafaţă prin radiaţie reduce amestecul pe verticală (împingerea Arhimede);

– amestecul pe verticală este declanşat la suprafaţa apei de vânt şi forţele din val.

În general, stratificaţia este cauzată de diferenţele de densitate a apei, ele fiind produse de diferenţele de temperatură, salinitate, turbiditate, încărcare cu sedimente şi alţi parametri de calitate ai apei.

Realizarea unei retenţii pe un râu generează multe fenomene care modifică chimia apelor râului şi ca o consecinţă, proprietăţile chimice ale apei din acumulare şi a celei evacuate prin descărcătorii de la baraj sunt frecvent diferite de cele care erau în regim natural. Schimbările depind de factori ca: natura terenului inundat, chimia apelor afluente, durata de stagnare a apei în lac, structura termică a lacului, climatul în amplasament, morfologia lacului.

Umplerea lacului şi prelungirea timpului de stagnare a apei în lac modifică conţinutul de elemente nutritive în apă, gradul ei de mineralizare. Aceste fenomene tind totodată să se stabilizeze de-a lungul unei lungi perioade de timp de exploatare a acumulării.

Un conţinut ridicat de oxigen dizolvat în apă este foarte important pentru viaţa acvatică. Totodată, în cazul unor concentraţii reduse de oxigen, în acumulările unde sedimentele conţin metale grele este posibil să se elibereze substanţe toxice ca urmare a unor reacţii chimice. Conţinutul în oxigen într-o acumulare nouă depinde în mod esenţial de descompunerea materiei organice din pământul şi din vegetaţia inundate, de cererea chimică sau biologică de oxigen, de capacitatea de reaerare a lacului, de producţia de oxigen a vegetaţiei acvatice şi de cantitatea de substanţe transportate din amonte sau de amestecul natural al apei. Conţinutul în oxigen dizolvat în noile acumulări este foarte scăzut din cauza consumului ridicat al vegetaţiei inundate, dar în general situaţia se îmbunătăţeşte după al treilea an de la umplere.

Gradul de contaminare a unei acumulări cu substanţe toxice sau dăunătoare depinde de natura terenurilor inundate, aportul de substanţe de la comunităţile riverane, echilibrul între adsorbţie şi desorbţie a poluanţilor existenţi în sedi–

mente. Concentraţia de oxigen dizolvat influenţează puternic degajarea de substanţe toxice şi dăunătoare. Spre exemplificare, în unele lacuri a fost observată creşterea concentraţiei de mercur. Cauzele principale au fost natura terenului inundat şi vegetaţia terestră care conţineau mercur acumulat.

Sursele principale de elemente nutritive şi gradul de mineralizare a apei în lacurile de acumulare provin din debitele afluente. De obicei, realizarea unei amenajări hidrotehnice este însoţită de creşterea gradului de urbanizare, a activităţilor industriale şi agricole în zona din amonte, care înseamnă şi creşterea cantităţilor de deşeuri domestice, industriale, agricole preluate de obicei de cursurile de apă (în lipsa staţiilor de epurare).

Calitatea apei în aval de acumulare depinde direct de caracteristicile fizice şi chimice ale apei din acumulare, cota prizelor de apă, regimul de curgere, capacitatea de recuperare a cursului de apă.

Spre deosebire de influenţele fenomenelor climatice (vânt, precipitaţii, temperatura aerului) asupra maselor mari de apă care sunt relativ bine cunoscute (generarea de valuri şi curenţi, stratificarea termică, eroziunea malurilor), influenţele maselor de apă asupra climatului sunt dificil de evaluat şi mult mai puţin cunoscute.

Schimbările în climat cauzate de acumulările de apă sunt în general minimale încât este greu de a face diferenţă între impactul specific asociat de prezenţa masei de apă şi climatul complex al regiunii cu fluctuaţiile lui normale. Efectele unei acumulări asupra climatului variază funcţie de dimensiunile ei, topografia şi climatul natural.

Masele de apă acţionează asupra climatului prin următoarele fenomene: reducerea efectului albedo regional crescând astfel energia absorbită la suprafaţă, interacţiunea dintre apă şi temperatura aerului, efectul crescut al vântului datorită suprafeţei plate, schimbări în evapotranspiraţie.

Observaţiile generale au condus la concluzia că influenţa acumulărilor asupra climatului se simte la scară mică (0...50 km), cel mult la scară medie (50...150 km). Impactul sezonier este mai pronunţat decât impactul anual.

Masa de apă are efecte de reducere a variaţiilor termice locale, răcind aerul primăvara şi vara şi încălzindu-l toamna şi la începutul iernii. Încălzirea de asemenea poate fi observată în timpul nopţii iar răcirea pe durata zilei.

Schimbările climatice potenţiale cauzate de acumulări se diminuează dacă zonele adiacente sunt împădurite.

8.5.5. Efecte asupra florei şi faunei

Acumulările de apă în zonele unde apa este deficitară sunt benefice pentru organismele acvatice, amfibii sau dependente de apă. Acumularea asigură spaţiul necesar şi hrana pentru aceste organisme, populaţiile lor crescând atât numeric, cât şi ca densitate. Efectele secundare precum creşterea numărului de ierbivore sau carnivore care consumă aceste plante şi animale sunt de asemenea raportate [31].

Inundaţiile şi scurgerile de nutrienţi din pământul inundat produc de obicei o creştere importantă a activităţii biologice în lacul de acumulare. Această activitate biologică crescută cunoscută ca "efectul de umplere a lacului" este proeminentă cu deosebire în ariile în care bio-nutrienţii se produc pe cale naturală. Obţinerea pe această cale a unor producţii crescute de peşte şi alte vieţuitoare acvatice au valoare comercială, fie direct ca sursă de hrană, fie indirect, prin dezvoltarea de activităţi recreaţionale sau comerciale. "Efectul de umplere a lacului" se manifestă pe o lungă durată de timp, peste 30 de ani în condiţii obişnuite, până la atingerea echilibrului.

Umplerea lacului ar putea provoca şi unele fenomene negative. În unele cazuri, ea poate cauza creşterea excesivă a algelor sau eutrofizarea.

Realizarea acumulării poate cauza o schimbare a echilibrului existent între speciile care convieţuiesc în zona respectivă. Inundarea ţinuturilor uscate sau umede şi controlul debitelor descărcate în aval de baraj poate uneori schimba compoziţia speciilor rezidente. În amonte de baraj, ecosistemele se vor schimba de la cele de apă curgătoare (lotic) la cele asemenea lacurilor (lentic). Acumulările artificiale prezintă numai parţial caracteristicile unui lac natural fiindcă temperatura, nivelul de oxigen dizolvat şi alţi parametri importanţi pot diferi de cei ai unui lac natural.

Schimbarea de habitat de la latic la lentic poate cauza modificări care nu sunt considerate întotdeuna ca benefice. Realizarea, de exemplu, a unei acumulări într-o regiune aridă, lipsită de suprafeţe de apă naturală, poate atrage un număr mare de ierbivore migratoare, suprasolicitând vegetaţia (prin păscut) şi cauzând în final dezechilibrul ecosistemului original. Schimbarea poate de asemenea reduce populaţia de specii de peşte lotic aşa cum sunt salmonidele. Aceste specii de peşti sunt o sursă importantă de hrană şi venituri pentru unele comunităţi.

Acumulările pot de asemenea avea efecte negative asupra migraţiei unor vieţuitoare, atunci când barajul întrerupe rutele lor uzuale de migraţie. Alte ameninţări asupra vieţuitoarelor migratoare sunt legate de reducerea ariilor de alimentare cu hrană, a zonelor de reproducere etc.

Efectele negative prezentate mai înainte pot fi diminuate prin măsuri de combatere, rezultate în urma unor studii cuprinzătoare de impact.

8.5.6. Exemplificare cu impactul acumulării Siriu asupra mediului

Prezentarea generală de mai înainte a efectelor pe care o acumulare de apă le poate avea asupra mediului înconjurător este completată în continuare cu un exemplu practic privind o mare acumulare din România [37].

Barajul şi acumularea Siriu sunt amplasate pe râul Buzău, în localitatea Siriu (v. fig. 8.19). Acumularea serveşte folosinţe multiple: irigaţii, alimentări cu apă, producere de energie electrică, combaterea inundaţiilor, turism (fig. 8.32).

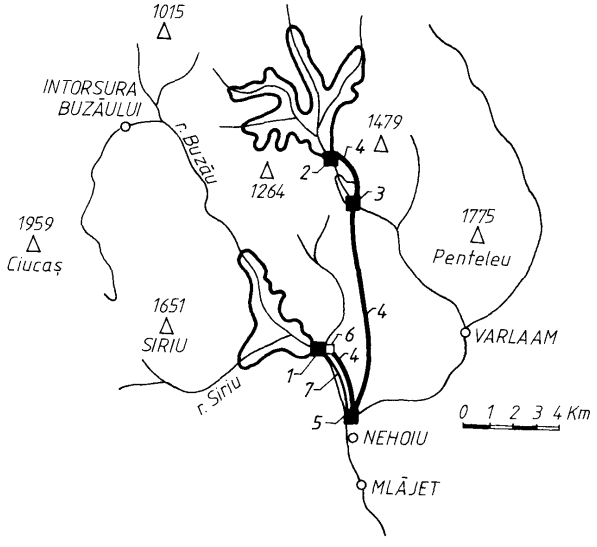


Fig. 8.32. Schema de amenajare a bazinului hidrografic Buzău - superior: *1* - barajul şi acumularea Siriu, *2* - barajul şi acumularea Cireşu, *3* - amenajarea Surduc, *4* - galerie de aducţiune, *5* - CHE Nehoiaşu, *6* - staţie de tratare, *7* - conductă de alimentare cu apă.

Barajul este din pământ cu nucleu din beton argilos şi are o înălţime maximă de 123 m. Volumul lacului la cota *NNR* este de 155 milioane m^3. Evacuatorii barajului pot descărca până la 1720 m^3/s, fiind dispuşi pe patru niveluri.

Lucrările la amenajare au început în anul 1974. În anul 1992 acumularea a intrat parţial în folosinţă. Lucrările de construcţie continuă şi în prezent într-un ritm extrem de scăzut din cauza lipsei de resurse financiare.

Din punct de vedere economico-social, realizarea amenajării a avut un impact extrem de pozitiv pe întreaga vale a râului Buzău, favorizând dezvoltarea industriei şi comerţului, modernizarea reţelelor de comunicaţii, mărirea producţiei agricole, dezvoltarea turismului.

Organizarea de şantier a inclus şi realizarea unui centru comercial şi a altor infrastructuri corespunzătoare aglomeraţiei umane nou create, mult mai dezvoltate decât cele existente în mica localitate rurală de munte Siriu. Localitatea Nehoiu, din aval de baraj, a devenit oraş ca urmare a dezvoltării economice, şi a beneficiat în primul rând de alimentarea cu apă potabilă şi industrială din lacul Siriu.

Din punct de vedere social sunt de remarcat locurile de muncă nou create nu numai pe durata construcţiei (vârf de angajări 3000 de muncitori, în mare parte din zonă) dar şi ulterior în cadrul personalului de exploatare a amenajării şi în infrastructurile nou create (reţea comercială, industrii).

În categoria impactului social negativ trebuie remarcată strămutarea a 370 de familii care aveau gospodării amplasate în chiuveta lacului. Familiile strămutate au primit despăgubiri şi locuri de casă în vatra satului.

În categoria impacturilor geofizice se pot menţiona următoarele:

– afectarea negativă a peisajului pe circa 390 ha datorită exploatării carierelor care au furnizat materiale pentru baraj;

– activarea unor alunecări locale în versanţi ca urmare a umplerii lacului;

– reducerea debitului solid tranzitat de râu în aval de baraj, urmare a reţinerii în lac a unei cote părţi importante de sedimente, fenomen care în timp va genera eroziuni în albia din bieful aval;

– colmatarea lacului, în special prin aportul de sedimente transportate de torenţi neamenajaţi.

Studiile asupra calităţii apei din acumularea Siriu au condus la următoarele concluzii asupra indicatorilor fizico-chimici:

– *p*H-ul apei s-a situat în domeniul slab-alcalin, având valoarea 8,0 atât la coada lacului, cât şi în vecinătatea barajului;

– oxigenul dizolvat a avut valori ridicate, saturaţia de oxigen fiind de 140% la coada lacului şi 164% la baraj;

– mineralizarea apei a fost scăzută (reziduu fix în jur de 260...275 mg/ℓ);

– conţinutul de substanţe organice a fost redus (9,26...7,34 mg $KMnO_4$/ℓ şi 2,34...1,86 mg O_2/ℓ);

– conţinutul de nutrienţi s-a caracterizat prin conţinutul ridicat al azotului mineral, cu o uşoară tendinţă de diminuare spre secţiunea barajului, fapt explicat prin consumarea acestuia de către fitoplancton; conţinutul de fosfor a fost redus.

În privinţa indicatorilor biologici (fitoplancton, zooplancton, zoobentos) concluzia a fost că apa lacului are capacitatea de mineralizare aerobă a materiei organice existente.

În privinţa impacturilor asupra florei şi faunei, formarea noii acumulări a determinat apariţia a două ecosisteme: cel creat artificial (barajul) şi cel natural din jurul lacului.

Construcţia barajului a fost încheiată, dar paramentul aval nu a fost încă înierbat; fire răzleţe de buruieni au început să apară pe paramentul aval. După defrişare, în jurul lacului s-au distrus aninişurile de munte şi sub cota de inundabilitate fagetele carpatine.

Peste nivelul de defrişare se păstrează flora iniţială. Speciile ierboase sunt puţine. Vegetaţia stâncilor va fi influenţată de noul climat mai umed.

Lacul Siriu este un sistem acvatic în formare, structurile de viaţă fiind bulversate sau mai exact neformate, componentele trofice principale fiind: fitoplancton, zooplancton şi zoobentos.

În componenţa pădurilor vor intra specii iubitoare de umiditate (fag, carpen) şi se vor restrânge cele de aer mai uscat şi de spaţii mai aerisite (gorun, paltin).

Lacul va avea un rol piscicol important şi este necesar să fie luate toate măsurile pentru a se evita orice deversare de ape poluate.

8.6. Barajele în secolul al XXI-lea

8.6.1. Consideraţii generale

Apa este indispensabilă vieţii şi activităţilor economico-sociale. Cererile de apă cresc datorită creşterii accelerate a populaţiei globului, dorinţei tot mai largi pentru îmbunătăţirea standardelor de viaţă, nevoii crescute de energie şi apă industrială pentru susţinerea dezvoltării economice, ritmului fără precedent de extindere a agriculturii irigate [38], [39].

Apa primară folosită de omenire provine din precipitaţiile atmosferice (ciclul hidrologic). Din volumul total al precipitaţiilor evaluate la circa 114000 km^3/an circa 1/3 (38820 km^3/an) se scurg pe râurile planetei (stocul mediu anual) iar restul se întoarce în atmosferă prin evaporare sau transpiraţie. Din curgerile pe râuri numai 36%, adică circa 14010 km^3/an, sunt disponibili pentru folosire (zona stabilă a curgerii), restul de 24810 km^3/an curg sub formă de viituri şi ar putea fi folosiţi numai dacă ar fi stocaţi în lacuri de acumulare. Revenind la stocul de apă corespunzător zonei stabile a curgerii, numai 9000 km^3/an curg în zonele locuite de pe planetă, deci sunt practic utilizabili.

Consumul anual de apă la scară planetară a crescut de la 100 km^3 în anul 1700 la circa 3500 km^3 în anul 1975, din care 2100 km^3 au fost de apă consumată fizic iar restul de 1400 km^3 au fost returnaţi ca apă reziduală în râuri şi alte surse. Consumul de apă a ajuns la 4640 km^3 în anul 1980 (fig. 8.33).

Principalii consumatori de apă sunt: agricultura, industria şi casnicul. Agricultura irigată constituie principalul consumator de apă în special în ţările în curs de dezvoltare unde circa 80...90% din resursele de apă amenajate sunt folosite pentru irigaţii.

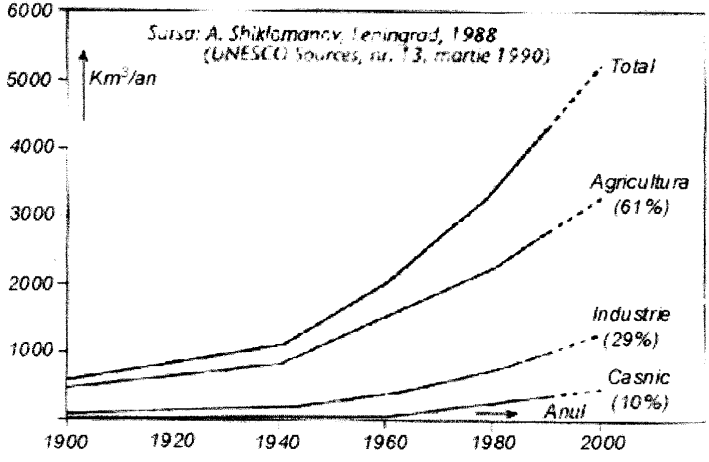


Fig. 8.33. Evoluţia consumului de apă la scară planetară.

Un alt domeniu de utilizare a apei, dar care nu o consumă fizic şi nu-i modifică în nici un fel calităţile este generarea de energie electrică. În acest scop, căderile naturale ale râurilor trebuie concentrate prin barare sau derivare. Energia hidroelectrică este o energie curată (nepoluantă), regenerabilă prin ciclul hidrologic, ieftină şi uşor adaptabilă la cererile variabile de consum din sistem. Uzinele hidroelectrice lucrează cu randamente de 85...90%, aproape duble decât cele ale uzinelor electrice pe bază de cărbune. De asemenea, uzinele hidroelectrice de putere mică şi microhidrocentralele pot asigura energie pentru comunităţile rurale izolate.

În figura 8.34 sunt ilustrate resursele hidroenergetice existente ale globului pământesc, comparativ cu cele aflate în exploatare sau în curs de amenajare (construcţie, proiectare) la nivelul anului 1990. Astfel în anul 1990 numai 13,5% din potenţialul hidroenergetic tehnic amenajabil era exploatat, 3,2% era în curs de construcţie şi 7,4% era în curs de proiectare. Potenţialul amenajat se găsea în special în ţările dezvoltate. Ţinând cont că ţările în curs de dezvoltare au şi vor avea o acută nevoie de energie, că marea lor majoritate sunt sărace în resurse de gaz sau petrol, rezultă în mod evident că în secolul al XXI-lea va fi foarte mult de lucru în domeniul amenajărilor hidroenergetice.

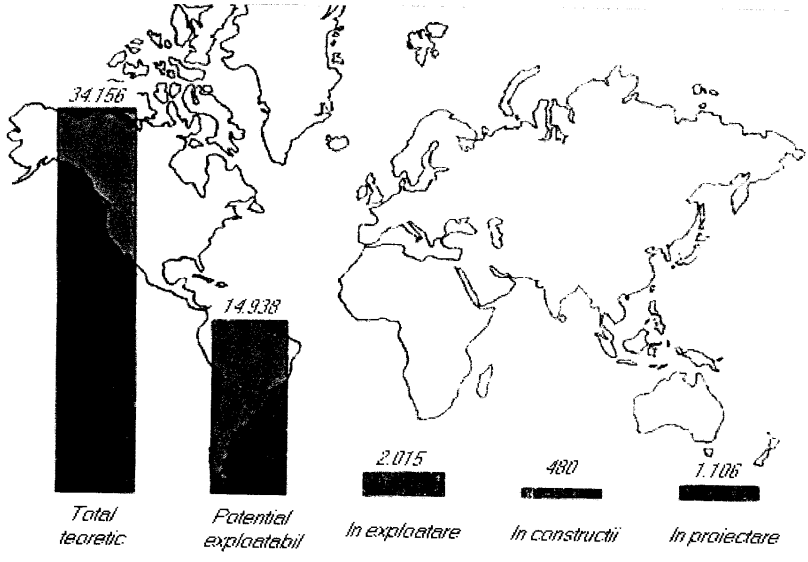


Fig. 8.34. Resurse hidroenergetice ale globului pământesc (1000 GWh/an).

Pe baza datelor prezentate mai înainte s-ar părea că la scară globală cantitatea de apă necesară pentru consumul actual poate fi asigurată de curgerile din zona stabilă ale râurilor planetei. Această concluzie este falsă, pentru că curgerile sunt distribuite extrem de neregulat în timp şi spaţiu. Barajele pentru acumulări de apă şi aducţiunile pentru transportul apei au scopul să corecteze aceste distribuţii neregulate din regimul natural. Barajele, prin lacurile de acumulare pe care le creează, asigură stocarea apei din perioadele cu viituri în vederea folosirii ei în perioadele secetoase, iar aducţiunile asigură transferul unor volume de apă din zonele cu excedent în zonele cu deficit.

8.6.2. Evoluţia construcţiei de baraje şi progrese recente

Barajele pentru acumulări de apă au în general scopuri multifuncţionale. Pe lângă funcţiunea de stocare a apei în vederea folosirii ei în perioadele de deficit, barajele creează de asemenea concentrări de căderi pentru generarea energiei hidroelectrice, asigură volume de stocare pentru atenuarea viiturilor, permit controlul debitelor furnizate în bieful aval şi transportate la consumatori pe canalele de aducţiune, favorizează amenajarea de baze piscicole şi de agrement.

Datele istorice pun în evidenţă că de peste 5000 de ani, barajele pentru acumulări de apă au contribuit la dezvoltarea şi înflorirea unor civilizaţii, asigurând surse sigure de apă pentru folosinţe casnice şi irigaţii. Tot atât de adevărat este constatarea că multe civilizaţii au dispărut odată cu pierderea abilităţii de a construi, întreţine sau repara baraje.

Înainte de 1900 existau circa 400 baraje cu înălţimi $H \geq 15\,\text{m}$. Creşterea spectaculoasă a numărului de baraje şi în special a performanţelor lor după 1900 se leagă nemijlocit de folosirea apei pentru generarea energiei hidroelectrice (fig. 8.35).

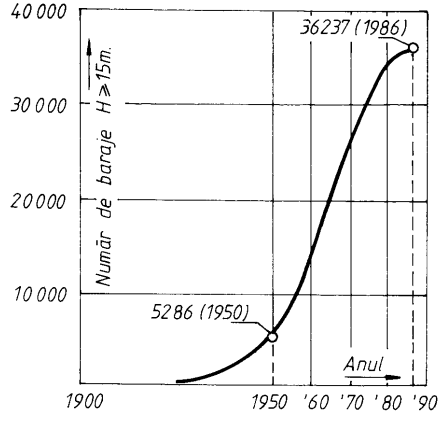


Fig. 8.35. Evoluţia numărului de baraje după perioada construcţiei.

În statistica din tabelul 8.12 al barajelor cu înălţimi $H \geq 15$ m se poate constata că la sfârştul anului 1986 existau în lume peste 36.000 de baraje din care mai mult de 85% fuseseră construite în ultimii 35 de ani. Folosind drept criteriu de performanţă înălţimea maximă a barajelor, se poate arăta că în 1916 cel mai înalt baraj din lume, barajul arcuit Arrowrock (SUA) avea 107 m înălţime. După 80 de ani barajele cele mai înalte, barajele de pământ Nurek ($H = 308\,\text{m}$) şi Rogunsk (în construcţie, $H = 335\,\text{m}$), ambele pe râul Vahş în Tadjikistan, depăşeau pragul de 300 m înălţime.

Tabelul 8.12

Evoluţia numărului de baraje cu $H \geq 15$ m				
Anul / Continentul	1950	1982	1986	În construcţie
Africa	133	665	763	58
Asia	1554	4194	4569	430
Australia-Oceania	151	448	492	25
Europa	1323	3961	3982	204
America de Nord şi Centrală	2099	7303	7595	39
America de Sud			884	69
Fosta URSS	inclus Europa	inclus Europa	132	18
Subtotal	5260	16751	17417	843
China	8	18595	18820	183
Total	5268	35166	36327	1026

Progrese importante în proiectarea şi construcţia barajelor au fost realizate în ultimii 100 de ani, în parte ca un rezultat al experienţei dobândite din exploatarea cu succes a marii majorităţi a barajelor sau din postanaliza accidentelor şi incidentelor apărute în exploatarea sau construcţia unora dintre ele. Progresele cele mai importante s-au datorat însă lărgirii cunoştinţelor de mecanica rocilor, geotehnică, materiale de construcţie, hidrologie, dezvoltării de noi modele matematice de calcul potenţate de calculatoarele electronice. Ele au condus la o evaluare mai precisă a încărcărilor pe baraje, o mai bună înţelegere a comportării lor şi au permis simularea matematică a unor scenarii atipice inclusiv de rupere; pe această bază soluţiile au putut fi rafinate şi optimizate în condiţiile asigurării unui grad de siguranţă corespunzător. Proiectarea asistată de calculator, a devenit în prezent o practică curentă, asigurând o eficienţă maximă a procesului de proiectare, cu costuri minime.

În domeniul tehnologiei de execuţie a barajelor trebuie amintită creşterea performanţelor utilajelor şi echipamentelor pentru lucrările de terasamente şi introducerea tehnicii vibrocompactării care au revoluţionat după 1960 tehnologia de execuţie a barajelor de umpluturi. În domeniul barajelor clasice de beton, tehnologia betonului cilindrat aplicată în practică după 1980 şi-a demonstrat deja eficienţa şi larga aplicabilitate.

Barajele proiectate sau executate în prezent, corespunzând cunoştinţelor şi standardelor actuale de calitate, sunt mult mai sigure decât cele realizate în trecut. Atenţia trebuie îndreptată către supravegherea şi eventual reabilitarea sau consolidarea unor baraje mai vechi care nu mai corespund exigenţelor prezente de calitate şi care pot prezenta riscuri de avariere de rupere, în special ca rezultat al acţiunii cutremurelor sau viiturilor.

Statisticile arată că în fiecare an la scară planetară intră în exploatare 200...300 de baraje noi. Aceleaşi statistici arată că anual încep construcţiile la circa 200...300 de baraje. Ultimele date, la nivelul anului 2000, asupra numărului total de baraje în exploatare sau în construcţie în întreaga lume este de 46000.

În 1991 lacurile artificiale de acumulare de pe întregul glob pământesc incluzând numai pe acelea cu un volum $\geq 100 \cdot 10^6$ m^3 aveau în total o capacitate de 5500 km^3 din care 2/3 sau 3600 km^3 era volumul util. Acest volum permite suplimentarea cu circa 25% a stocurilor stabile (14010 km^3) din curgerile anuale ale râurilor din întreaga lume. Tendinţa generală este ca lacurile artificiale în special cele cu volum mare să fie dimensionate pentru a satisface mai multe folosinţe (irigaţii, producere de energie hidroelectrică, alimentări cu apă, combaterea inundaţiilor, piscicultură, turism etc.). Această concepţie permite satisfacerea diverşilor consumatori în cele mai avantajoase condiţii economice.

8.6.3. Evoluţia amenajărilor hidroenergetice

În anul 1989 s-au produs pe cale hidraulică în lumea întreagă 2100000 GWh, reprezentând circa 20% din energia electrică totală produsă în acel an. Capacitatea

totală instalată în uzinele hidroelectrice din întreaga lume ajungea la nivelul anului 1990 la 567 GW (fig. 8.36). În 1988 erau în construcţie capacităţi de peste 110 GW ceea ce reprezenta un spor de peste 19% la capacităţile deja existente. Ritmurile cele mai mari de creştere a capacităţilor instalate se înregistra la nivelul anului 1989 în China, Asia, America de Sud şi fosta URSS.

Marile baraje ($H \geq 150$ m), prin concentrările de cădere pe care le realizează, constituie o soluţie eficientă pentru amenajarea marilor potenţiale hidroenergetice disponibile. Spre exemplificare, în ţările în curs de dezvoltare 61 de mari baraje fac parte din schemele unor uzine hidroelectrice în care este instalată 59,1% din puterea totală a uzinelor hidroelectrice din aceste ţări.

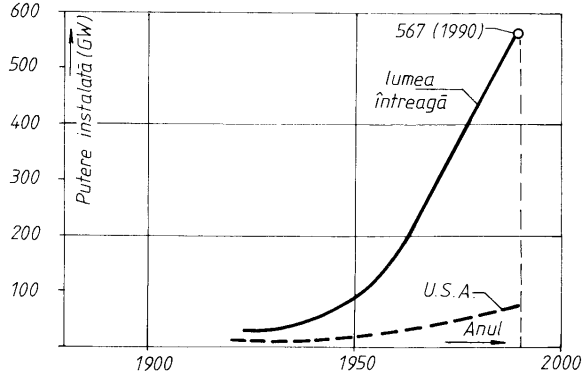


Fig. 8.36. Evoluţia puterii instalate în uzinele hidroelectrice.

Creşterea preţului petrolului din perioada lui 1970 a mărit ritmul de amenajare a potenţialului hidroelectric existent, mai ales în ţările în curs de dezvoltare. Unele studii de prognoză au arătat că în aceste ţări în perioada 1980-2020 se vor amenaja circa 400 GW în uzine hidroelectrice, în special în uzine cu puteri instalate mari.

În ultimele decenii, mai ales în ţările industrializate, au crescut protestele ecologiştilor împotriva construirii de noi baraje, mai ales a unora de mare înălţime. Teoretic, cantitatea de energie disponibilă pe un sector de râu poate fi amenajată în căderi mari realizate prin baraje de înălţimi corespunzătoare sau în numeroase căderi mici asociate unor baraje de mică înălţime (fig. 8.37).

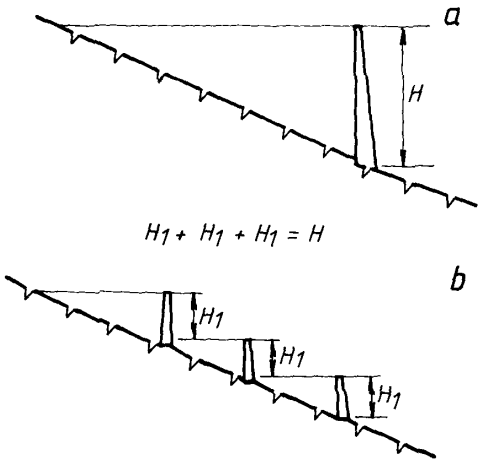


Fig. 8.37. Variante de amenajare a căderii disponibile pe un sector de râu: *a* - într-o singură cădere mare, *b* - în căderi (trepte) mici în cascadă.

Cea de a doua soluţie ar prezenta avantajul eliminării problemelor legate de inundarea unor suprafeţe mari sau strămutări de populaţie, care în general sunt inevitabile în cazul amenajărilor de mare cădere. Totuşi, varianta amenajării sectorului în căderi mici are şi numeroase dezavantaje ca: reducerea drastică a stocărilor de apă pe sectorul echivalent, creşterea relativă a efectelor environmentale negative, creşterea relativă a preţului specific de cost al energiei produse. În consecinţă fiecare potenţial trebuie amenajat în funcţie de condiţiile lui specifice.

Faptul că cele mai bune amplasamente pentru mari uzine hidroelectrice respectiv mari baraje sunt localizate în zone muntoase pe cursul superior al râurilor, unde consecinţele environmentale sunt mult mai reduse sau inexistente, justifică interesul în continuare pentru amenajări de mare cădere, interes care se va extinde fără îndoială şi de-a lungul secolului al XXI-lea. În tabelul 8.13 sunt prezentate cele mai mari uzine hidroelectrice în exploatare sau în curs de construcţie (statistică 1990).

Tabelul 8.13

Cele mai mari uzine hidroelectrice în exploatare sau în construcţie (1990)			
Denumirea	**Ţara**	**Putere instalată (MW)**	
		În exploatare	**În proiect**
James Bay Complex	Canada	10000	13700
Lower Caroni Complex	Venezuela	12900	18000
Itaipu	Brazilia-Paraguay	10500	12600
Grand Coulee	SUA	6494	9900
Three Gorges	China	-	18200
Turakansk	Fosta URSS	-	18000

În prezent se află în plină desfăşurare lucrările de construcţie a uzinei hidroelectrice Three Gorges, primul grup de 700 MW din numărul total de 26 de grupuri ($26 \cdot 700 = 18200$ MW) a intrat deja în exploatare din 1992 (fig. 8.38). Lucrările de construcţii-montaj sunt planificate să dureze circa 15 ani, până în anii 2009-2010. Atunci când va intra în exploatare la întreaga capacitate, uzina hidroelectrică Three Gorges va fi cea mai mare din lume din punct de vedere al puterii instalate.

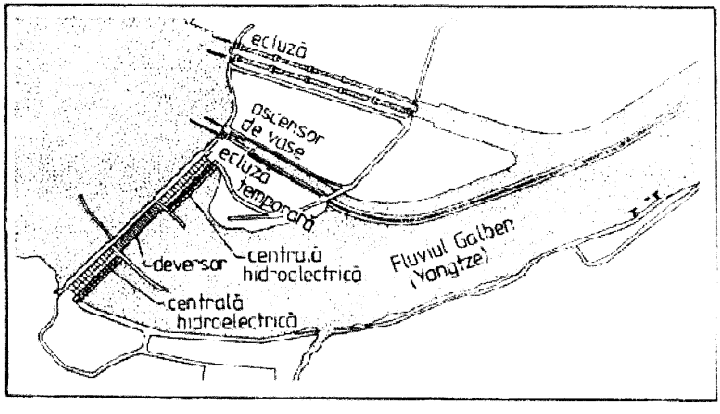


Fig. 8.38. Planul de situaţie al amenajării Three Gorges (China).

Gradul de amenajare al potenţialului hidroenergetic diferă mult de la continent la continent sau de la ţară la ţară (fig. 8.39). În tabelul 8.14 se prezintă o clasificare a ţărilor după producţia de energie hidroelectrică din anul 1989.

Pe baza datelor prezentate mai înainte rezultă că în ţările cele mai dezvoltate din Europa şi America de Nord, unde gradul de exploatare a resurselor hidroenergetice existente este mai mare de 50% (Japonia 67%, Canada şi SUA 55%, Europa de Vest 48%), perioada de vârf a activităţii în acest domeniu a trecut. Amenajarea potenţialului tehnic rămas neamenajat în aceste ţări se va face în funcţie de nevoile lor de energie. De asemenea, în aceste ţări apare tot mai frecventă problema reabilitării şi îmbunătăţirii performanţelor lucrărilor existente.

Tot în aceste ţări se dezvoltă sistemele de stocare a energiei de valoare secundară, prin pomparea apei în lacuri de acumulare la cote superioare, energie care astfel poate fi refolosită în perioadele de vârf de consum. Acest sistem de stocare a energiei temporar excedentare s-a dovedit cel mai economic şi în SUA, în perioada 1975-1989 circa 1/4 din capacitatea hidroelectrică instalată a fost reversibilă (uzină hidroelectrică + staţie de pompare).

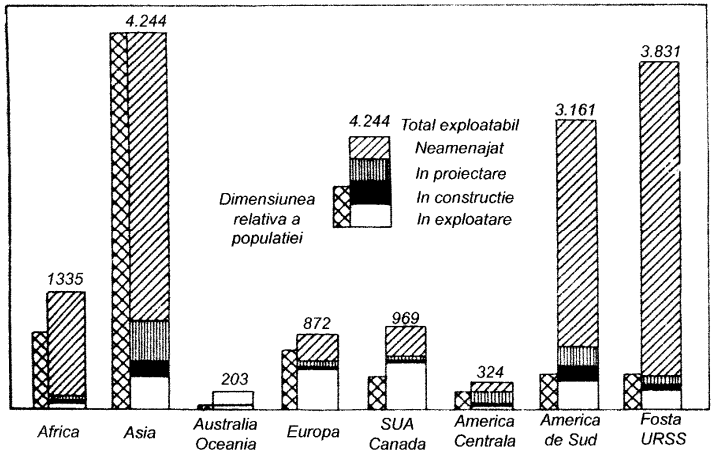


Fig. 8.39. Repartizarea pe continente a potenţialului hidroenergetic exploatabil (1000 GWh/an).

Tabelul 8.14

Ţara	U.H. în exploatare		U.H. în construcţie		U.H. în proiectare	
	Energie produsă (1000 GWh/an)	**Loc în clasament**	**Energie estimată (1000 GWh/an)**	**Loc în clasament**	**Energie estimată (1000 GWh/an)**	**Loc în clasament**
Canada	288	1	22	6	42	
SUA	265	2	4			
Fosta URSS	220	3	56	3	120	3
Brazilia	213	4	120	1	70	4
Norvegia	119	5	3		12	
China	118	6	96	2	164	1
India	58	10	39	4	159	2

Ţările în curs de dezvoltare vor avea nevoi mari de energie în perioada următoare. În aceste ţări în prezent numai 10% din potenţialul hidroenergetic tehnic amenajabil este exploatat. Puterea instalată în centrale hidroelectrice în aceste ţări va creşte într-un ritm susţinut în următorii 20...30 de ani. Astfel de la o putere instalată în centrale hidroelectrice de 158000 MW existentă în aceste ţări în 1985 se va ajunge la circa 565000 MW la nivelul anului 2020. Prin urmare, centrul de greutate al activităţilor în domeniul amenajărilor hidroenergetice - deci şi al construcţiei de noi baraje - se mută în Asia şi America de Sud, posibil în ţările fostei URSS şi Africa dacă se vor găsi resursele financiare necesare.

8.6.4. Implementarea de noi proiecte de baraje

Implementarea unor noi proiecte de baraje în prezent şi în viitor prezintă o serie de particularităţi distincte faţă de trecut. Factorii principali care condiţionează, după Jan Veltrop [38], construirea unor noi baraje, sunt prezentaţi succint în continuare.

Din punct de vedere al factorilor fizici, în multe ţări, exceptând poate pe cele în curs de dezvoltare, în special pe cele din Africa, amplasamentele cele mai favorabile din punct de vedere topografic şi geologic au fost deja amenajate. În special în zonele tropicale, pierderile de apă prin evaporare sunt mari; la scară planetară circa 240 km^3 de apă se pierde prin evaporare în fiecare an. Suprafeţe agricole dintre cele mai fertile ar putea fi acoperite de apa noilor lacuri de acumulare. În multe cazuri lipsesc locaţii corespunzătoare pentru populaţia care ar trebui strămutată din chiuveta viitoarelor lacuri. În noile proiecte de baraje vor trebui găsite soluţii corespunzătoare în condiţiile factorilor fizici menţionaţi mai înainte care devin tot mai nefavorabili.

Aspectele sociale şi de mediu ambiant vor deveni tot mai importante în promovarea de noi proiecte. Deja o mare cantitate de literatură a fost scrisă despre impactul negativ social şi de environment al construcţiei de baraje. În noile proiecte atât influenţele negative, cât şi cele pozitive trebuie cuantificate în costuri şi încorporate în evaluările economice. Problemele cele mai importante aflate în litigiu şi care în general sunt şi cel mai greu de rezolvat sunt următoarele:

- strămutarea populatiei indigene;
- sărăturarea şi înmlăştinirea câmpurilor irigate;
- bolile datorate apei care pot afecta sănătatea locuitorilor din zonele riverane.

Rezolvarea nevoilor de apă şi a problemelor de poluare necesită investiţii de capital - uneori foarte mari - şi va lua timp pentru realizare. În cazul marilor amenajări hidrotehnice intervalul de timp de la studiile preliminare până la punerea în exploatare poate ajunge la 20 de ani.

Investiţiile fiind în general mari, majoritatea statelor nu şi le pot permite din bugetele proprii şi în consecinţă apelează la finanţări internaţionale. Multe ţări în curs de dezvoltare se confruntă însă cu lipsă acută de valută şi nu-şi vor putea permite povara unor noi credite de capital străin.

Investiţiile pentru marile sisteme de irigaţii din ţările în curs de dezvoltare sunt estimate la 5000 US$/ha. Studii finanţate de Banca Mondială au estimat că reducând de la 50% la 30% pierderile de apă în sistemele de irigare pentru 13 milioane ha din Pakistan s-ar obţine pentru folosinţă productivă un volum de apă egal cu de trei ori volumul stocat în lacul barajului Tarbela (echivalentul a 9 miliarde US$ investiţie). Managementul îmbunătăţit şi reabilitarea lucrărilor existente vor fi alternative la implementarea unor noi proiecte de baraje şi construcţii hidrotehnice aferente.

Costul realizării unor mari proiecte hidroenergetice se situează între 2000...3000 US$/kW, iar pentru amenajări mici între 1000...6000 US$/kW (incluzând proiectare, echipamente şi lucrări civile). Costul pentru amenajările mici

poate fi menţinut în domeniul 1000...2000 US$/kW când creşte efortul propriu de proiectare şi execuţie, iar echipamentul este manufacturat local.

Multe ţări în curs de dezvoltare urmăresc amenajarea resurselor hidroenergetice de care dispun în vederea reducerii dependenţei energetice şi a producerii de energie la un preţ de cost redus pentru industrie şi consum casnic. Totuşi cererile de energie pe piaţă sunt mult mai reduse.

Amenajările marilor bazine ale râurilor se realizează în etape şi în general pentru folosinţe multiple. Alegerea între alternativele de folosire necesită analize profunde sociale şi economice. Ciocnirile între diverse grupe de interese devin inevitabile.

Conflictele apar atât la scară naţională cât şi internaţională. Pe scară internaţională conflictele apar când două sau mai multe ţări împart resursele de apă ale unui bazin. Repartizarea stocului de apă şi poluarea sunt cauzele cele mai frecvente de litigiu.

Problemele de coordonare şi rezolvare a conflictelor implică în mod obişnuit organisme guvernamentale (ministere), autorităţi locale, agenţi economici privaţi şi organe neguvernamentale. Obţinerea unui acord într-o problemă în asemenea condiţii poate necesita timp mai îndelungat.

Pe plan internaţional agenţiile creditoare manifestă tendinţe de direcţionare a resurselor financiare către sănătate, educaţie, în paralel cu reducerea interesului pentru investiţii în industrii, construcţii de porturi sau baraje.

Ţările în curs de dezvoltare au în general lipsă de cunoştinţe şi experienţă în construcţia de baraje, apelând la specialişti din ţările dezvoltate. Experienţa acestora ar trebui însă să fie adaptată în vederea aplicării ei în ţările în curs de dezvoltare, luând în consideraţie diferenţele de climat, geologie, infrastructură locală, istorie şi cultură.

În trecut promovarea unui proiect de baraj aparţinea aproape exclusiv inginerilor şi autorităţilor guvernamentale. În prezent, dar mai ales în viitor, rolul societăţii civile devine esenţial. Informarea marelui public asupra beneficiilor proiectului şi obţinerea aprobării de la comunităţile locale pentru realizarea lucrării va fi în acest sens determinantă.

8.6.5. Perspectivele construcţiilor hidrotehnice în România

România este o ţară cu resurse de apă relativ modeste. Râurile interioare (excepţie Dunărea) într-un an hidrologic mediu asigură circa 1700 m^3 de apă/locuitor şi an comparativ cu 4000 m^3 de apă/locuitor şi an cât este media pe Europa. Trebuie de asemenea remarcat că există dezechilibre mari între curgerile sezoniere, anii secetoşi şi anii ploioşi, distribuţia în teritoriu. În aceste condiţii naturale, amenajarea resurselor de apă pentru satisfacerea cerinţelor a fost, este şi va fi determinantă.

În anul 2000 în România se găseau în exploatare 226 baraje cu $H \geq 15$ m şi 21 de baraje se aflau în diverse faze de execuţie. Capacitatea de înmagazinare în

lacurile de acumulare artificiale se ridica la $13 \cdot 10^9$ m^3 apă volum util. În uzinele hidroelectrice erau instalaţi 5880 MW cu o producţie anuală medie de energie de 16200 GWh/an, ceea ce reprezintă circa 40% din potenţialul hidroenergetic tehnic amenajabil al României, evaluat la circa 40000 GWh/an.

Marea majoritate a amenajărilor şi construcţiilor hidrotehnice din România au fost realizate în perioada 1950-1990. După 1990, în condiţiile trecerii de la economia centralizată la economia de piaţă, posibilităţile bugetului public de a finanţa asemenea lucrări s-au redus tot mai mult. Ritmul de realizare a lucrărilor de amenajare a resurselor de apă a scăzut dramatic, iar unele lucrări începute înainte de 1989 au intrat în conservare. În mod clar se impune pe termen scurt şi mediu găsirea unor soluţii alternative pentru relansarea construcţiilor de amenajare a resurselor de apă.

Promovarea noilor proiecte în domeniu va fi în mod obiectiv condiţionată de noile realităţi economice şi sociale.

Relaţia între construcţiile hidrotehnice şi mediul înconjurător va deveni un criteriu de bază în promovarea viitoarelor lucrări. Schemele de amenajare cu folosinţe complexe vor avea prioritate, ele satisfăcând cel mai bine criteriile economice. Lacurile de acumulare - cu volume relativ importante - vor fi dimensionate astfel încât să satisfacă cât mai multe folosinţe: atenuarea viiturilor, valorificarea resurselor hidroenergetice, asigurarea de volume de apă pentru irigaţii, satisfacerea consumatorilor casnici şi industriali, dezvoltarea navigaţiei pe râurile interioare, a pisciculturii şi a turismului. Lucrările de irigaţii vor fi asociate cu lucrările de desecare şi de combatere a eroziunii solului. În toate sistemele de alimentare cu apă o problemă de bază va fi de reducere a pierderilor de apă şi de raţionalizare a consumurilor.

În exploatarea lucrărilor hidrotehnice existente, problemele de bază se conturează a fi următoarele:

– retehnologizarea şi reechiparea unor lucrări în vederea creşterii perfor–manţelor lor actuale;

– îmbunătăţirea sistemelor de monitorizare a comportării lor, în special prin informatizarea lor;

– intensificarea activităţilor de reevaluare a gradului lor de siguranţă, ţinând cont de îmbătrânirea lor şi de noile reglementări, cu luarea unor măsuri de reabilitare şi consolidare în cazurile necesare.

În domeniul energetic trebuie remarcat că la nivelul anului 2000, România importă circa 40% din necesarul său de energie, în condiţiile când gradul de valorificare al potenţialului hidroenergetic tehnic amenajabil este de numai 40%. Aşa cum s-a mai arătat, energia hidroelectrică este o energie nepoluantă, regenerabilă, flexibilă cu consumul, iar în România preţul ei de cost este de aproximativ 10 ori mai mic decât al energiei obţinute pe bază de combustibili fosili. Necesitatea continuării amenajării potenţialului hidroenergetic existent este evidentă [40].

Principalul obstacol în finalizarea lucrărilor hidrotehnice începute înainte de 1989 şi în promovarea unor proiecte noi în domeniu este generat de posibilităţile

extrem de limitate ale bugetului public. Atragerea capitalului privat internaţional si autohton, aşa cum au procedat şi alte ţări în curs de dezvoltare, este o soluţie care va merita să fie luată cu atenţie în considerare.

8.6.6. Încheiere

Datele istorice confirmă că de cel puţin 5000 de ani omenirea a început să realizeze construcţii hidrotehnice în particular baraje pentru acumularea apei, care cu timpul au devenit unul din factorii esenţiali pentru atingerea unor nivele superioare de civilizaţie. Din acest punct de vedere, secolul al XXI-lea nu se poate deosebi de cele precedente, în domeniul construcţiilor hidrotehnice neexistând decât alternativa continuităţii lor.

Apa este esenţială pentru viaţă, energia este necesară pentru îmbunătăţirea condiţiilor de viaţă, atenuarea viiturilor este benefică pentru protecţia vieţii şi bunurilor materiale. Toate acestea necesită acumulări de apă realizate prin bararea râurilor.

În viitor noi construcţii hidrotehnice vor trebui realizate, în particular noi baraje vor trebui construite pentru a conserva, a controla şi a folosi resursele de apă naturale distribuite dezordonat şi dezechilibrat.

Secolul al XXI-lea se prefigurează cu multe probleme dificile de ordin social, de mediu înconjurător, de găsire a căilor pentru o dezvoltare echilibrată şi de durată a omenirii. Toate aceste probleme îşi pot găsi rezolvări mai mult prin cooperarea decât prin confruntarea persoanelor sau organismelor implicate. În aceste circumstanţe, construcţiile hidrotehnice îşi vor păstra şi în secolul al XXI-lea, rolul lor bine conturat şi de neînlocuit într-o lume în dezvoltare.

Bibliografie

1. *** *Dam failures - Statistical analysis*. Buletin ICOLD No. 99, Paris, 1995.
2. Budweg, F.M.G., *Incidents and failures of dams*. General Report Q75. Proceedings XIXth ICOLD Congres, Vol. 4, Florence, 1997.
3. Serafim, J.L., *Safety aspects in the design and inspection of dams*. Water Power & Dam Construction, May, 1982.
4. Serafim, J.L., *Statistics of dam failures: a preliminary report.* Water Power & Dam Construction, April, 1989.
5. Lemperière, F., Fry, J.J. Reverchon, B., Royet, P., *Analysis of failures of dams less than 30 m high, practical lessons*. Q75, R48, Proceedings XIXth ICOLD Congres, Vol. IV, Florence, 1997.
6. *** *Accidente la Construcţii Hidrotehnice* – ISPH, Bucureşti, 1984.
7. Budweg, F.M.G., *Why do dams fail* ? Proceedings 14th International Congress on Large Dams. Vol.5, Rio de Janeiro, 1982.
8. Toledo Municio, M.A., *Embankment dams failure due to overtopping*. Q75, R24, Proceedings XIXth ICOLD Congress, Vol. 4, Florence, 1997.
9. *** *Four major dam failures re-examined*. Water Power & Dam Construction, November, 1985.
10. Popovici, A., Smeureanu, Ş., *Învăţăminte desprinse din avariile unor baraje de piatră şi pământ.* Hidrotehnica, nr. 12, 1983.
11. *** *Lessons from dam incidents*. Bulletin ICOLD No 55, Paris, 1973.
12. Naihua, R., *Analysis of an experimental arch dam failure.* Water Power & Dam Construction, July, 1989.
13. Carrère, A., *Auscultation, Diagnostic et Rehabilitation des barrages anciens*. Symposion Coyne et Bellier, Bucarest, 1990.
14. Dibiagio, E., *Monitoring of Dams and Their Foundations.* General Report - Question 78, vol. 3, Proceedings XXth International Congress on Large Dams, Beijing, 2000.
15. Carrère, A., Colson, M., Goguel, B., Noret, Ch., *La modelisation: outil d'aide a l'interpretation des mesures*. Q78, R63, Vol. 3 Proceedings XXth International Congress on Large Dams, Beijing, 2000.
16. Abadjiev, Ch., *Optimization of rockfill and earthfill dams monitoring systems.* Q78, R16, Vol. 3. Proceedings XXth International Congress on Large Dams, Beijing, 2000.
17. Ilinca, C., *Analiza comportării în exploatare a unor baraje de beton prin modele statistice şi reţele neuronale.* Referat de doctorat, UTCB, 2000.
18. *** *Dams in Romania*. Edited by Romanian National Committee on Large Dams, Editura Univers Enciclopedic, Bucureşti, 2000.
19. Heaweynen, R., *Cracks analysis and explanation from Gordon dam.* Q78, R37, Vol. 3. Proceedings XXth International Congress on Large Dams, Beijing, 2000.

20. Ilinca, C., Popovici, A., *Some aspects concerning use of the statistical models in hydraulic structures surveillance.* Comunicări Simpozionul Omagial Pompiliu Nicolau, Universitatea Tehnică Timişoara, 1999.
21. Popovici, A., *Advanced Study on Structural Earthquake Engineering. The Application of the Dynamic Structural Identification in the Earthquake Engineering.* Contract ERBCIPACT No. 932317 with EEC Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Torino, Italy, 1994.
22. Popovici, A., *Dynamic Identification and Structural Diagnosis Based on Discrete Time Series.* Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Tehran, May, 1995.
23. Bordea, D., *Contribuţii la introducerea informaticii în Construcţiile Hidrotehnice.* Teză de doctorat, U.T.C.B., Bucureşti, 1995.
24. Mazenot, P., *Methode generale d'interpretation des mesures de surveillance des barrages en exploitation a Electricité de France.* EDF - Division Technique Generale, 1978.
25. Fanelli, M., *The scientific definition and measure of dam safety: Is the Emperor fully clothed* ? Hydropower & Dams, Vol. 4, No.2, 1997.
26. Stematiu, D., Ionescu, Şt., *Siguranţă şi Risc în Construcţii Hidrotehnice,* Editura Didactică şi Pedagogică, Bucureşti, 1999.
27. Stematiu, D., *Consideraţii privind analiza şi evaluarea riscului asociat barajelor.* Hidrotehnica, Vol. 43, No.3, 1998.
28. Stematiu, D., Constantinescu, Al., Aşman, I., *Metodologie pentru clasificarea barajelor în categorii de importanţă*. Hidrotehnica, vol. 43, No. 8, 1998.
29. *** *Dams and Development: A New Framework for Decision - Making.* The Report of the World Commission on Dams. Earthscan Publications Ltd., London, 2000.
30. Popovici, A., *Consideraţii privind perspectivele amenajărilor hidroenergetice din România*. Energetica, Nr. 12, 1998.
31. *** *Benefits and Concerns About Dams*. ICOLD Committee on Public Relations, Pasadena - SUA, 1997.
32. *** *Proceedings XVIth International Congress on Large Dams.* Vol. 1, Q60. Reservoirs and the Environment. San Francisco, 1988.
33. Ionescu, Şt., *Impactul amenajărilor hidrotehnice asupra mediului.* Editura *H*G*A*, Bucureşti, 2001.
34. *** *Dams and environment. Socio-economic impacts*. Bulletin ICOLD No. 86, Paris, 1992.
35. *** *Dams and environment. Geophysical impacts.* Bulletin ICOLD No. 90, Paris, 1993.
36. *** *Dams and environment. Water quality and climate.* Bulletin ICOLD No. 96, Paris, 1994.
37. Andrei, Fl., *Experienţa din România asupra efectelor pe care construcţia de baraje le-a avut asupra mediului înconjurător.* Referat de doctorat, UTCB, Bucureşti, 1998.
38. Veltrop, J.A., *The Role of Dams in the XXIst Century*. Bulletin USCOLD, 1992.

39. Popovici, A., *Construcţiile Hidrotehnice în secolul XXI*. Simpozionul Naţional: Construcţiile Hidrotehnice în secolul XXI, Bucureşti, 1997.

40. Manea, Gh., Andrei, L., *Criteriile dezvoltării durabile în hidroenergetică.* Energetica, nr. 12, 1998.